

# **ABSTRAK TUGAS AKHIR**

## **PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG**

### **ADISTANA TOWER - A DENGAN CARA DAKTILITAS PENUH**

Dosen Pembimbing :

( Ir. KURDIAN SUPRAPTO, MS )

Mahasiswa :

( NANANG SISWANTO )  
Nrp. 393.310.1272

---

Dalam usaha pengembangan dan peningkatan kebutuhan masyarakat khususnya masalah pemukiman yang dewasa ini sangat dibutuhkan terutama di kota-kota besar seperti Surabaya. Salah satu alternatif pemecahan masalah tersebut adalah dibangunnya suatu gedung apartment bertingkat.

Mengingat wilayah Indonesia termasuk dalam daerah gempa yang cukup berarti maka perencanaan struktur gedung berdasarkan *state of the art daktail* tahan gempa mendapat perhatian khusus yang nantinya menjadi dasar dari suatu perencanaan. Persyaratan struktur gedung bertingkat beton bertulang tahan gempa di Indonesia telah diatur pada SK SNI T-15-1991-03 dan PPTGIUG 1983. Sedangkan ketentuan khusus untuk perencanaan portal beton yang daktail termuat dalam BAB. III.3.14 SK SNI T-15-1991-03.

Dalam tugas akhir ini kami akan mencoba mendisain model struktur (open frame) dari - state of the art struktur beton bertulang ditinjau dari konsep disain kapasitas menurut SK SNI T-15 1991 03.

## DAFTAR NOTASI

- a = Tinggi blok persegi tegangan beton ekivalen.
- Ac = Luas penampang beton.
- Ag = Luas bruto penampang.
- As = Luas tulangan tarik non pratekan.
- As' = Luas tulangan tekan.
- Ast = Luas tulangan total tulangan longitudinal.
- Av = Luas tulangan geser.
- b = Lebar dari muka tekan komponen struktur.
- be = Lebar efektif balok pada penampang T dan L.
- b<sub>j</sub> = Lebar efektif join balok kolom, mm.
- bo = Keliling dari penampang kritis pada pelat dan pondasi.
- b<sub>w</sub> = Lebar badan balok.
- Cr = Kekuatan kohesi rencana ( kg/m<sup>2</sup> ). = 0,5 . Cu
- Cu = Kekuatan kohesi tanah lempung.
- D = Lebar / diameter tiang ( m )
- D<sub>L</sub> = Beban mati, dapat berupa momen (M<sub>DL</sub>), beban terbagi rata (q<sub>DL</sub>).
- d = Jarak dari serat tekan terluar terhadap titik pusat tulangan tarik.

- $d'$  = Jarak dari serat terluar ke pusat tulangan tekan.
- $d_c$  = Tebal selimut beton.
- $E_c$  = Modulus elastisitas beton.
- $EI$  = Kekakuan lentur komponen struktur tekan.
- $EI/L_u$  = Faktor kekakuan kolom atau balok yang ditinjau.
- $E_s$  = Modulus elastisitas tulangan (= 200000 MPa).
- $f_c'$  = Kuat tekan beton karakteristik umur 28 hari, yang didapatkan dari uji tekan silinder.
- $f_r$  = Modulus keruntuhan lentur dari beton.
- $f_y$  = Kuat leleh yang disyaratkan dari tulangan non pratekan.
- $h$  = Tinggi total dari komponen struktur.
- $h_e$  = Tinggi efektif join balok-kolom.
- $H_o$  = Gaya lateral rencana per diameter tiang ( kg/m )
- $I$  = Momen inersia penampang.
- $JHP$  = Jumlah hambatan pelekak ( kg/cm<sup>2</sup> ).
- $k$  = Faktor panjang tekuk (untuk kolom).
- $L$  = Panjang penunjang tiang.
- $l_{db}$  = Panjang penyaluran dasar dari tulangan.
- $l_{dh}$  = Panjang penyaluran kait standart hook dari tulangan.
- $l_n$  = Panjang bentang bersih, diukur dari muka ke muka tumpuan.
- $L_L$  = Beban hidup, dapat berupa momen ( $M_{LL}$  ), beban terbagi rata ( $q_{LL}$  ).

- $m$  = Jumlah baris pondasi tiang pancang.
- $M_{cr}$  = Momen retak (lihat SK.SNI 3.2.5 - 2.3)
- $M_n$  = Kuat momen nominal pada suatu penampang.
- $M_o$  = Momen luar pada ujung tiang dalam kg m/m.
- $M_u$  = Momen berfaktor pada penampang.
- $M_x$  = Momen yang terjadi pada arah x.
- $M_y$  = Momen yang terjadi pada arah y.
- $n$  = Perbandingan antara modulus elastisitas baja dengan modulus elastisitas beton pada saat transfer.
- $n$  =  $E_s / E_{ci}$
- $n$  = Banyaknya tiang dalam kelompok tiang.
- $O$  = Keliling tiang pancang (cm).
- $P_{max}$  = Beban maximum yang diterima 1 tiang pancang.
- $\Sigma P_u$  = Jumlah total beban aksial yang bekerja pada tiang (termasuk berat poer).
- $P_{nb}$  = kekuatan nominal kolom akibat momen dua arah.
- $P_{no}$  = kekuatan nominal kolom akibat beban aksial konsentris.
- $P_{nx}$  = kekuatan nominal, kolom arah x.
- $P_{ny}$  = kekuatan nominal kolom arah y
- $Q_c$  = Daya dukung akibat perlawanan ujung.
- $Q_s$  = Daya dukung akibat lekatan sepanjang keliling tiang.
- $r$  = Radius girasi suatu penampang tekan.



- $s$  = Spasi dari sengkang.
- $s_1$  = Spasi dari tulangan vertikal dalam dinding.
- $s_2$  = Spasi dari tulangan geser atau torsi tegak lurus terhadap tulangan longitudinal atau spasi dari tulangan horisontal dalam dinding.
- $T_c$  = Kuat momen torsi nominal yang disumbangkan oleh beton.
- $T_s$  = Kuat momen torsi nominal yang disumbangkan tulangan torsi.
- $T_n$  = Kuat momen torsi nominal total.
- $V_c$  = Kuat geser nominal yang disumbangkan beton.
- $V_s$  = Kuat geser nominal yang disumbangkan sengkang.
- $V_n$  = Kuat geser nominal total.
- $x_1$  = jarak pusat ke pusat terpendek dari suatu sengkang tertutup
- $X_{\max}$  = Absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang.
- $\Sigma X^2$  = Jumlah dari kuadrat absis tiap tiang.
- $y_1$  = jarak pusat ke pusat terpanjang dari suatu sengkang tertutup
- $Y_{\max}$  = Ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang.
- $\Sigma Y^2$  = Jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang.
- $\alpha$  = Rasio dari kekakuan lentur penampang balok terkekakuan lentur dari pelat dengan lebar yang dibatasi secara lateral oleh garis sumbu dari panel yang bersebelahan (bila ada) pada tiap sisi balok.
- $\alpha_m$  = Nilai rata-rata dari  $\alpha$  untuk semua balok pada tepi dari suatu panel.

- $\beta$  = Rasio dari bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat dua arah.
- $\beta_c$  = Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek dari beban terpusat / muka tumpuan.
- $\delta_b$  = Faktor pembesar momen untuk rangka yang ditahan terhadap goyangan ke samping.
- $\delta_s$  = Faktor pembesar momen untuk rangka yang tidak ditahan terhadap goyangan ke samping.
- $\phi$  = Faktor reduksi kekuatan.
- $\phi$  = Arc tg ( D/s ) dalam derajat (untuk pondasi).
- $\rho$  = Rasio tulangan tarik.
- $\rho'$  = Rasio tulangan tekan.
- $\rho_b$  = Rasio tulangan non pratekan yang memberikan kondisi regangan berimbang.

## **BAB II**

# **KONSEP PERENCANAAN**

### **II.1. DATA PERENCANAAN**

#### **II.1.1 DATA BANGUNAN**

Apartment Adistana Tower A terletak pada jalur persimpangan yang strategis di kawasan Surabaya Timur dengan data-data sebagai berikut :

- Nama Gedung : ADISTANA APARTMENT
- Fungsi Bangunan : Apartment
- Lokasi : Jl. Kencana Surabaya
- Jumlah Lantai : 10 lantai dan 1 basement
- Tinggi Bangunan : 32,4 meter
- Tinggi Tiap Lantai : 3,6 meter
- Bahan Struktur : Beton Bertulang

#### **II.1.2 DATA TANAH**

Penyelidikan tanah yang dilakukan PT. TESTANA ENGINEERING CONSULTANS menunjukkan bahwa kondisi tanah di bawah gedung tersebut adalah

lunak, yang berupa tanah lempung. Hal ini menyebabkan dibutuhkan pondasi tiang pancang dengan kedalaman yang cukup untuk memikul struktur gedung tersebut.

## II.2. PENYEDERHANAAN STRUKTUR

Di dalam Tugas Akhir ini hanya meliputi perencanaan struktur gedungnya saja ditambah satu lantai. Di samping itu juga dilakukan beberapa penyederhanaan.

Adapun beberapa penyederhanaan struktur di dalam Tugas Akhir ini adalah :

- a Perencanaan di sini hanya ditinjau dari segi teknisnya saja tanpa meninjau segi estetis dan ekonominya.
- b Karena keterbatasan memori dan jumlah persamaan yang dapat dipecahkan pada program software SAP-90 yang digunakan, maka tinggi bangunan tower dirubah menjadi 10 lantai dengan menghilangkan beberapa lantai yang fungsinya sama (tipikal).
- c Pelat dianggap sebagai diafragma yang sangat kaku untuk mendistribusikan beban gempa kepada kolom portal.

## II.3. METHODE PENYELESAIAN

Untuk menganalisa struktur pada apartment ini ada beberapa cara yang digunakan antara lain :

- a Pada perhitungan gaya-gaya dalam pelat lantai dan pelat atap yang berbentuk persegi digunakan koefisien momen dari PBI '71 pasal 13.3 dan tabel 13.3.2 sedang pelat yang tidak berbentuk persegi dianalisa dengan bantuan program software SAP-90, sedang perhitungan penulangannya berdasarkan SK SNI T-15-1991-03. Dalam hal ini pelat dimodelkan sebagai diafragma (*rigid floor diaphragm*) yang sangat kaku yang dapat mendistribusikan beban gempa.
- b Untuk menganalisa cara dinamis struktur utama digunakan analisa 3 (tiga) dimensi dengan bantuan program software SAP-90. Struktur utama ini dimodelkan sebagai struktur open frame 3 (tiga) dimensi (*Space Frame*). Untuk pemodelan dengan cara ini maka tiap-tiap lantai dapat diasumsikan terpusat pada satu nodal atau satu master joint (*lumped mass parameter*). Cara ini sangat bermanfaat dalam mengurangi jumlah persamaan sehingga akan meningkatkan jumlah persoalan yang mampu dipecahkan oleh komputer.

## II.4. PEMBEBANAN

Jenis pembebanan yang harus diperhitungkan dalam perencanaan gedung apartment ini adalah :

- a Beban Mati (PPI '83 - 1.2.1)

Mencakup semua beban yang disebabkan oleh berat sendiri struktur yang bersifat tetap dan bagian lain yang tak terpisahkan dari gedung.

b Beban Hidup (PPI '83 - 3.1 dan 3.2)

Mencakup semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan gedung sesuai dengan PPI '83, termasuk barang-barang pada ruangan yang tidak permanen. Menurut PPI '83 pasal 3.1 dan 3.2 besarnya beban hidup yang bekerja tergantung dari tingkat fungsional ruang itu sendiri.

c Beban Angin

Beban angin diatur dalam PPI '83 BAB. IV.

d Beban Gempa

Beban gempa didasarkan pada PPTGIUG '83 dengan zone 4 untuk daerah Surabaya.

## II.5. PERENCANAAN TERHADAP GEMPA

Konfigurasi denah struktur pada Adistana Apartment adalah tidak beraturan (asimetris), PPTGIUG '83 pasal 3.5 menyebutkan bahwa gedung yang bentuknya tidak beraturan, harus dilakukan suatu analisa dinamik yang didasarkan atas perilaku struktur yang bersifat elastik penuh terhadap gempa. Adapun cara menganalisanya digunakan Analisa Ragam Spektrum Respons dengan menggunakan program bantu software SAP-90.

Yang dimaksud dengan *Analisa Ragam Spektrum Respons* adalah suatu model matematika struktur dikenai suatu spektrum gempa rencana dan berdasarkan

*itu ditentukan Respons Struktur terhadap gempa rencana tersebut melalui superposisi dari respons masing-masing.*

## II.5.1 PENGERTIAN DAKTILITAS

Filosofi perencanaan bangunan tahan gempa di Indonesia menurut PPTGIUG 1983 bahwa perencanaan dari suatu struktur gedung pada daerah gempa haruslah menjamin struktur bangunan tersebut agar tidak rusak / runtuh oleh gempa kecil atau sedang, tetapi oleh gempa kuat struktur utama boleh rusak tetapi tidak boleh terjadi suatu keruntuhan gedung.

Hal ini dapat dicapai jika struktur gedung tersebut mampu melakukan perubahan bentuk secara daktail dengan cara memencarkan energi gempa serta membatasi gaya gempa yang bekerja padanya.

Melelehnya elemen-elemen struktur akibat gempa kuat ditandai dengan terbentuknya sejumlah sendi plastis. Jadi sesungguhnya pada fase ini perilaku struktur tidak lagi linier.

Suatu ukuran bagi kemampuan struktur untuk menyimpan dan memencarkan energi adalah perbandingan antara *deformasi pada saat akhir postelastis* ( $\Delta \upsilon$ ) dengan *deformasi lateral saat leleh pertama* ( $\Delta \gamma$ ) yang disebut sebagai *faktor daktilitas displacement* ( $\mu$ )

### II.5.2. TINJAUAN KONSEP DISAIN KAPASITAS

Tingkat Daktilitas Penuh (tiga) atau yang lebih dikenal dengan istilah *Disain Kapasitas*, yaitu struktur beton diproporsikan berdasarkan suatu persyaratan khusus yang memungkinkan struktur memberi respons inelastis terhadap beban siklis yang bekerja dan mampu menjamin pengembangan mekanisme sendi plastis dengan kapasitas disipasi energi yang diperlukan tanpa mengalami keruntuhan.

Dengan demikian terjadinya mekanisme sendi plastis harus dikendalikan atau dipaksakan agar terjadi di tempat-tempat yang diinginkan (pada balok), dengan cara meningkatkan unsur-unsur yang berbatasan dengannya (pada kolom). Pengertian ini mengandung arti yaitu *Kolom Kuat Balok Lemah*.

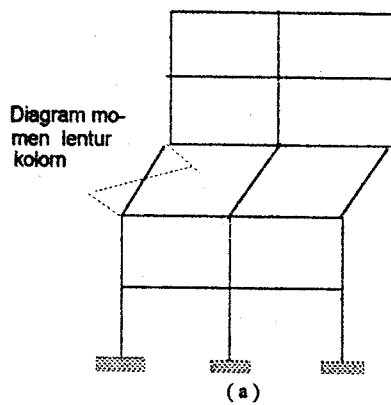
Selain itu *keruntuhan pada balok harus bersifat daktail yaitu akibat keruntuhan lentur, bukan karena keruntuhan geser*. Hal ini untuk memberikan peringatan sebelum keruntuhan terjadi, yaitu dengan terjadinya perubahan bentuk.

Kolom harus direncanakan lebih kuat dari pada baloknya dengan memperhitungkan pengaruh terbentuknya sendi plastis pada ujung balok kiri dan kanan kolom serta pengaruh over strength balok.

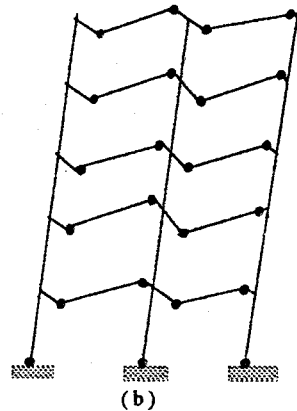
Dengan demikian struktur harus mampu melakukan perubahan bentuk secara daktail dengan memencarkan energi gempa dan membatasi gaya gempa yang masuk ke dalam struktur utama. Untuk memencarkan energi itu ditandai dengan terbentuknya sendi-sendi plastis pada tempat-tempat yang sudah direncanakan, yaitu di balok.



### II.5.2.1. PRINSIP PEMENCARAN ENERGI



MEKANISME GOYANG DENGAN  
PEMBENTUKAN SENDI PLASTIS  
DALAM KOLOM



MEKANISME GOYANG DENGAN  
PEMBENTUKAN SENDI PLASTIS  
DALAM KOLOM

Sendi Plastis  
Rotasi Sendi Plastis Balok  
Rotasi Sendi Plastis Kolom

Gambar 2.1: MEKANISME KERUNTUHAN

Dalam mengetrapkan konsep respons suatu model bandul getar tunggal kepada suatu struktur dengan banyak derajat kebebasan, perlu ditinjau mekanisme sendi plastis yang terjadi pada struktur tersebut. Dua jenis mekanisme yang khas dapat terjadi pada portal-portal ditunjukkan dalam gambar 3.1.

Mekanisme goyang dengan sendi-sendi plastis yang terbentuk di dalam kolom-kolom dari satu tingkat (gambar.3.1.a) akibat penggunaan balok-balok yang kuat dan kaku pada umumnya hanya dapat diijinkan untuk struktur-struktur rendah karena :

- a Pemencaran energi terjadi terpusat di dalam sejumlah kecil kolom-kolom struktur, yang mungkin tidak memiliki cukup daktilitas karena besarnya gaya aksial yang bekerja.
- b Daktilitas yang dituntut dari kolom untuk mencapai daktilitas struktur 4 akan sulit dipenuhi.
- c Simpangan yang berarti yang terjadi pada struktur menyebabkan timbulnya efek P-delta yang merupakan bahaya bagi ketidakstabilan struktur. Yang dimaksud dengan *P-delta efek* adalah *pembesaran pengaruh gaya aksial P yang bekerja dalam kolom-kolom akibat membesarnya eksentrisitas gaya-gaya aksial tersebut karena adanya simpangan (delta) pada struktur.*

Mekanisme goyang dengan sendi-sendi yang terbentuk dalam balok-balok akibat penggunaan kolom-kolom kuat yang memaksa sendi-sendi plastis untuk terjadi di dalam balok-balok hendaknya selalu diusahakan sejauh keadaan memungkinkan, karena hal tersebut memberikan keuntungan sebagai berikut :

- a Pemencaran energi terjadi di dalam banyak unsur.
- b Bahaya ketidakstabilan akibat P-delta lebih kecil.
- c Sendi-sendi plastis di dalam balok dapat berfungsi dengan baik, yang memungkinkan terjadinya rotasi-rotasi plastis yang besar.
- d Daktilitas yang dituntut dari balok untuk menghasilkan *daktilitas struktur sebesar 4* pada umumnya dapat dipenuhi.

Prilaku struktur yang memuaskan setelah melampaui batas elastis harus terjamin dengan baik. Untuk itu mekanisme sendi plastis perlu dikendalikan terjadinya, dimana sendi-sendi plastis tersebut dapat dipaksakan untuk terjadi ditempat yang diinginkan dengan cara meningkatkan kekuatan unsur-unsur yang berbatasan. Sebagai contoh di dalam mekanisme goyang dengan sendi-sendi plastis yang terbentuk di dalam balok-balok, kekuatan kolom pada suatu titik pertemuan harus dibuat lebih besar dari pada kekuatan baloknya untuk memaksa terjadinya sendi plastis pada balok.

### II.5.3. ANALISA DENGAN GAYA GEMPA DINAMIS

Analisa dinamis ini didasarkan atas dasar perilaku struktur yang bersifat elastis penuh. Adapun cara menganalisanya digunakan Analisa Ragam Spectrum Respons dengan menggunakan program bantu software SAP-90.

Yang dimaksud dengan Analisa Ragam Spectrum Respons adalah suatu cara analisa dinamis struktur, didalam mana suatu model matematika struktur dikenai suatu spektrum gempa rencana dan berdasarkan itu ditentukan Respons Struktur terhadap gempa rencana tersebut melalui superposisi dari masing-masing respons.

Adapun penulisannya adalah sebagai berikut :

$$M \ddot{u} + C \dot{u} + K u = M \ddot{u}_g$$

di mana :

$M$  = Matriks massa diagonal

$C$  = Matriks damping

$K$  = Matriks kekakuan

$\ddot{u}_g$  = Percepatan tanah

$\ddot{u}$ ,  $\dot{u}$  dan  $u$  adalah percepatan, kecepatan dan perpindahan struktur

Untuk struktur-struktur gedung yang beraturan dengan eksentrisitas teoritis (*jarak pusat kekakuan dan pusat massa*)  $e_c < 0,1$  panjang struktur, jumlah ragam translasi yang harus ditinjau  $\geq 3$ . Sedang untuk struktur gedung lainnya jumlah ragam yang harus ditinjau  $\geq 5$ , tetapi sebagai pedoman jumlah tersebut

tidak perlu lebih dari jumlah tingkatnya.

Kombinasi respons dari semua ragam yang berperan harus ditentukan mengambil akar kuadrat dari jumlah kuadrat (*SRSS, Square Root of the Sum of the Squares*) dari respons masing-masing ragam.

## **BAB III**

# **PERENCANAAN PELAT**

### **III.1. U M U M**

Dalam perencanaan pelat momen-momen yang terjadi dihitung dengan cara PBI '71 ( tabel 13.3.2 ), dimana asumsi tumpuan pelat yang dipakai adalah pelat terjepit elastis pada balok. Sistem penulangan pelat ada dua yaitu : satu arah ( *one - way slab* ) dan sistem dua arah ( *two - way slab* ).

### **III.2. DATA PERENCANAAN PELAT**

**MUTU BETON :**

$$f_c' = 30 \text{ MPa.}$$

**MUTU BAJA U.24 :**

$$f_y = 2400 \text{ kg/cm}$$

$$= 240 \text{ MPa.}$$

### III.3. PRELIMINARY DESIGN TEBAL PELAT

Dalam perencanaan pelat, hal yang perlu diperhatikan selain kekuatan pelat adalah pemeriksaan tebal minimum pelat terhadap lendutan yang mungkin terjadi akibat beban yang bekerja. SK SNI pasal 3.2.5-3 memberikan batasan tebal minimum pelat dua arah supaya besar lendutan tidak perlu diperiksa.

Untuk mengetahui tebal minimum yang dibutuhkan pelat, yang harus dihitung terlebih dahulu adalah nilai rasio kekakuan lentur penampang balok terhadap kekakuan pelat dengan lebar yang dibatasi dalam arah lateral oleh sumbu dari panel yang bersebelahan pada tiap sisi dari balok. Nilai rasio atau  $\alpha$  ini dapat dicari dengan cara :

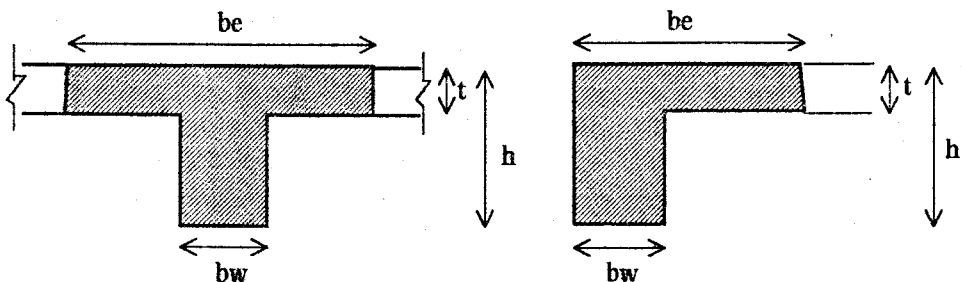
$$\alpha = \frac{E_{cb} \cdot I_b}{(E_{cs} \cdot I_s)}$$

dimana :

$E_{cb}$  = Modulus elastisitas balok beton

$E_{cs}$  = Modulus elastisitas pelat beton

$I_b$  = Inersia balok =  $\frac{k \cdot b_w \cdot h^3}{12}$



Gambar 3.1 : CONTOH PELAT

$$k = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \cdot \frac{t}{h} \cdot (4 - 6\left(\frac{t}{h}\right)) + 4 \cdot \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \cdot \left(\frac{t}{h}\right)^3}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \cdot \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$b_w$  = lebar balok

$b_e$  = lebar balok efektif =  $b_w + 2 \cdot (h - t) \leq b_w + 8 \cdot t$

$t$  = tebal flens

$h$  = tinggi balok

Dari nilai  $\alpha$  yang didapat di atas kita dapat menentukan  $\alpha_m$  yang merupakan nilai rata-rata dari  $\alpha$  untuk semua balok pada tepi suatu panel.

Tebal minimum pelat ( pelat 2 arah ) ditentukan dengan persamaan sebagai berikut :

$$h = \frac{\ln \left[ 0,8 + f_y / 1500 \right]}{36 + 5 \cdot \beta \left( \alpha_m - 0,12 \left( 1 + \frac{1}{\beta} \right) \right)} \quad \text{SK SNI pers. 3.2. - 12}$$

tetapi  $h$  tidak boleh kurang dari :

$$h_{\min} = \frac{\ln \left[ 0,8 + f_y / 1500 \right]}{36 + 9 \cdot \beta} \quad \text{SK SNI pers. 3.2. - 13}$$

dan  $h$  tidak perlu lebih dari :

$$h_{\max} = \frac{\ln \left[ 0,8 + f_y / 1500 \right]}{36} \quad \text{SK.SNI pers. 3.2. - 14}$$

Untuk pelat tanpa balok tebal pelat minimum pelat diberikan pada SKSNI tabel 3.2.5.-c dan tebal minimumnya harus diperiksa terhadap aksi balok dan aksi 2 arah ( SK SNI 3.4.11 ).



Dalam segala hal tebal minimum pelat tidak boleh kurang dari harga berikut :

untuk  $\alpha_m < 2,0$   $\longrightarrow$  120 mm

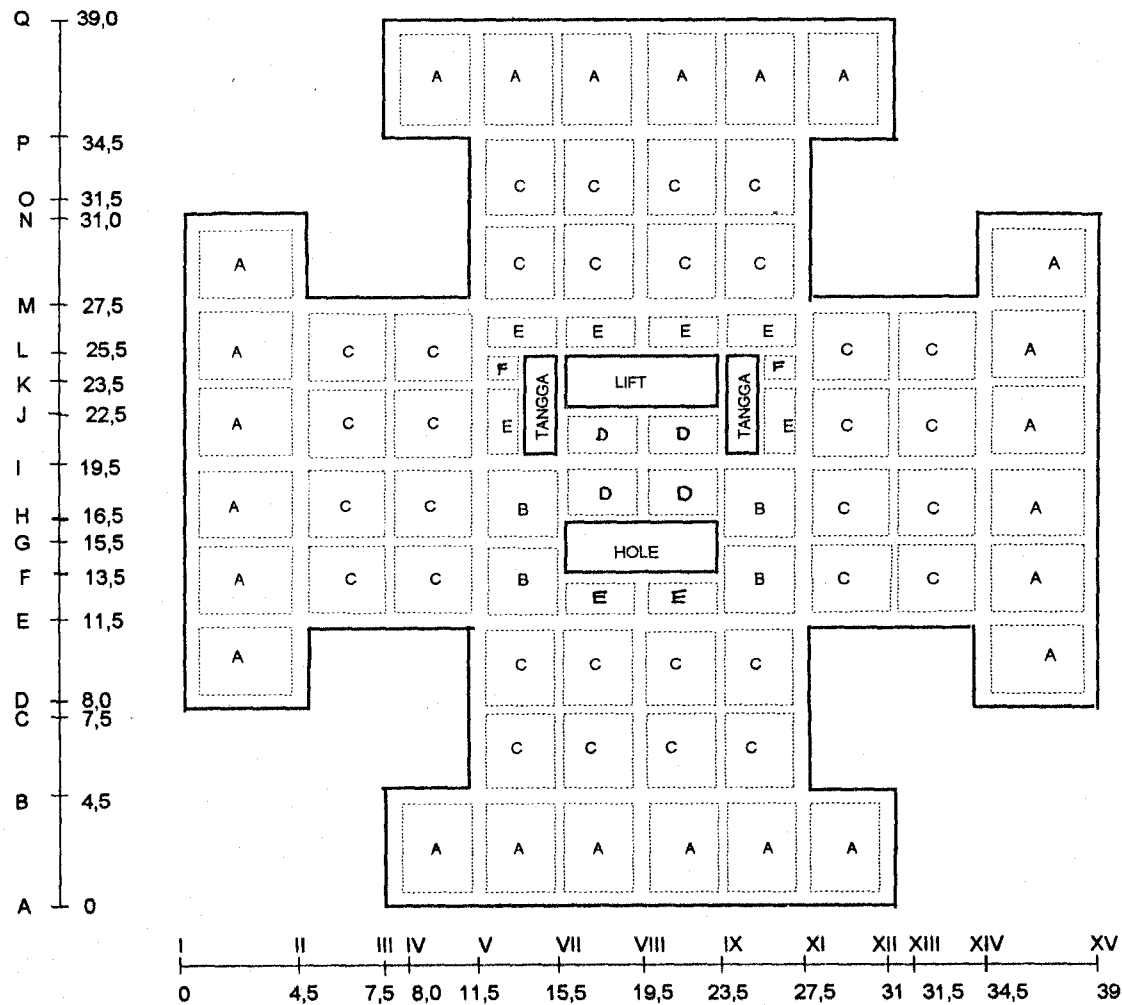
untuk  $\alpha_m \geq 2,0$   $\longrightarrow$  90 mm

di mana :

$\beta$  = Rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat 2 arah ( $l_y / l_x$ ).

$l_n$  = Panjang dari bentang bersih dalam arah memanjang dari muka ke muka tumpuan pada pelat tanpa balok dan dari muka ke muka balok atau tumpuan lain pada kasus lainnya.

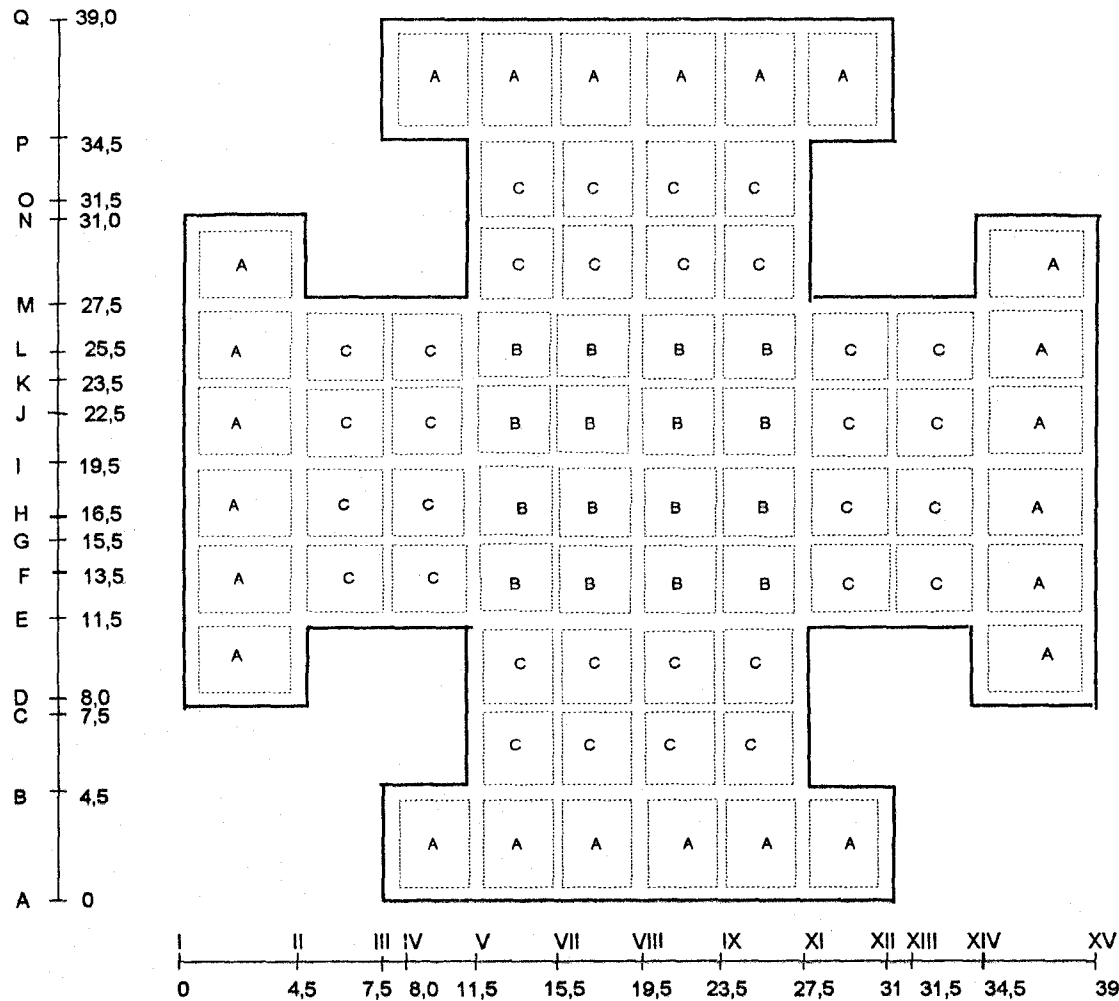




#### KETERANGAN ;

PELAT. A	: 4,5 X 4,0 M
PELAT. B	: 4,0 X 4,0 M
PELAT. C	: 4,0 X 3,5 M
PELAT. D	: 4,0 X 3,0 M
PELAT. E	: 4,0 X 2,0 M
PELAT. F	: 2,0 X 2,0 M

**DENAH PELAT LANTAI - 3 s/d 9**  
**STRUKTUR GEDUNG ADISTANA TOWER A**



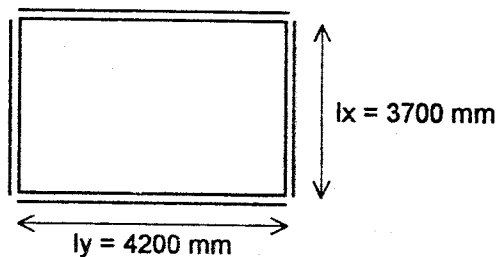
**KETERANGAN ;**

PELAT. A : 4,5 X 4,0 M  
 PELAT. B : 4,0 X 4,0 M  
 PELAT. C : 4,0 X 3,5 M

**DENAH PELAT ATAP**  
**STRUKTUR GEDUNG ADISTANA TOWER A**

**Contoh Perhitungan 3.1 :**

Suatu panel pelat type A direncanakan dengan bentuk seperti gambar di bawah. Pelat tersebut menggunakan mutu baja  $f_y = 320$  MPa dan mutu beton  $f'_c = 30$  MPa. Rencanakan tebal pelat tersebut

*Pelat type A*

Panel pelat type A ini terdiri atas : (lihat denah)

- balok eksterior : as C 1-2 , as 1 c-e , as 2 c-e
- balok interior : as E 1-2

Penyelesaian :

1. Menentukan  $\alpha$  untuk semua balok yang membentuk panel pelat tersebut.

**BALOK EKSTERIOR :**

as 1 c-e = as 2 c-e

balok ukuran 60/30 cm , dan asumsi awal tebal pelat ( $t$ ) = 12 cm.

maka : $b_e = b_w + 4t$	atau	$b_e = b_w + (h - t)$ $= 30 + 4 \cdot 12$ $= 78 \text{ cm}$
		$= 30 + (60 - 12)$ $= 78 \text{ cm}$

(ambil yang terkecil , yaitu  $b_e = 78 \text{ cm}$ ).

Dari rumus :

$$k = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \cdot \frac{t}{h} \cdot \left(4 - 6\left(\frac{t}{h}\right)\right) + 4 \cdot \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \cdot \left(\frac{t}{h}\right)^3}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \cdot \left(\frac{t}{h}\right)}$$

di mana :  $\frac{b_e}{b_w} = \frac{78}{30} = 2,60$

$$\frac{t}{h} = \frac{12}{60} = 0,20$$

diperoleh nilai  $k = 1,57$

$$\begin{aligned} I_b &= k \cdot \left( \frac{1}{12} \cdot b_w \cdot h^3 \right) \\ &= 1,57 \cdot \left( \frac{1}{12} \cdot 30 \cdot 60^3 \right) \\ &= 847800 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_s &= \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot t^3 \\ &= \frac{1}{12} \cdot 225 \cdot 12^3 \\ &= 32400 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha &= (E_{cb} : E_{cs}) \cdot (I_b : I_s) \\ &= 847800 : 32400 = 26,167 \end{aligned}$$

Sama dengan cara di atas untuk menentukan  $\alpha$  pada as C 1-2

(eksterior) diperoleh :

$$b_w = 30 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$t = 12 \text{ cm}$$

$$b_e = 68 \text{ cm}$$

$$k = 1,42 \text{ cm}$$

$$I_b = 766800 \text{ cm}^4$$

$$I_s = 28.800 \text{ cm}^4$$

$$a = 26,625$$

### **BALOK INTERIOR :**

as : E 1-2

balok ukuran 60/30 cm

asumsi awal tebal pelat ( $t$ ) = 12 cm.

maka :

$$\begin{aligned} b_e &= b_w + 4t & \text{atau} & & b_e &= b_w + (h-t) \\ &= 30 + 4 \cdot 12 & & & &= 30 + (60-12) \\ &= 78 \text{ cm} & & & &= 78 \text{ cm} \end{aligned}$$

(ambil yang terkecil , yaitu  $b_e = 78 \text{ cm}$ ).

Dari rumus :

$$k = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \cdot \left(\frac{t}{h}\right) \cdot \left[ 4 - 6 \cdot \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \cdot \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \cdot \left(\frac{t}{h}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \cdot \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$\text{dimana : } \frac{b_e}{b_w} = \frac{78}{30} = 2,60$$

$$\frac{t}{h} = \frac{12}{60} = 0,20$$

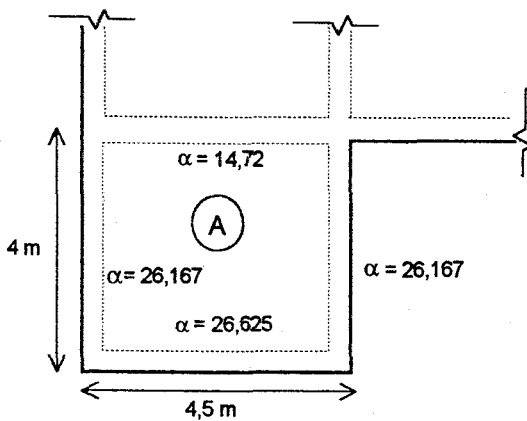
diperoleh nilai  $k = 1,57$

$$\begin{aligned} I_b &= k \cdot (1/12 \cdot b_w \cdot h^3) \\ &= 847800 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_s &= 1/12 \cdot l \cdot t^3 \\ &= 1/12 \cdot 400 \cdot 12^3 \\ &= 57600 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha &= (E_{cb} : E_{cs}) \cdot (I_b : I_s) \\ &= 847800 : 57600 = 14,72 \end{aligned}$$

Maka salah satu pelat type A adalah :



2. Menentukan nilai  $\alpha_m$  dari panel pelat.

$$\begin{aligned} \alpha_m &= (26,625 + 26,167 + 26,167 + 14,72) : 4 \\ &= 23,420 \end{aligned}$$



3. Menentukan nilai  $\beta$  untuk panel pelat yang ditinjau.

Dari nilai :

$$L_n = 450 - (30/2) - (30/2) = 420 \text{ cm}$$

$$S_n = 400 - (30/2) - (30/2) = 370 \text{ cm}$$

Diperoleh :

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{420}{370} = 1,14$$

4. Selanjutnya dihitung tebal pelat minimum untuk panel pelat type A , yaitu :

Tebal minimum pelat :

$$h = \frac{\ln [0,8 + f_y / 1500]}{36 + 5.\beta \left( \alpha_m - 0,12 \left( 1 + \frac{1}{\beta} \right) \right)} = 2,5 \text{ cm}$$

Tapi tidak kurang dari :

$$h_{\min} = \frac{\ln [0,8 + f_y / 1500]}{36 + 5.\beta} = 10,21 \text{ cm}$$

Tidak perlu lebih dari :

$$h_{\max} = \frac{\ln [0,8 + f_y / 1500]}{36} = 12 \text{ cm}$$

Dan dalam segala hal tebal minimum pelat tidak boleh kurang dari :

- untuk  $\alpha_m < 2,0 \Rightarrow$  pakai 120 mm.
- untuk  $\alpha_m \geq 2,0 \Rightarrow$  pakai 90 mm.

Karena pelat yang tipis membutuhkan ketelitian yang tinggi dalam hal pelaksanaannya, maka adalah lebih baik direncanakan :

- tebal pelat atap = 110 mm

- tebal pelat lantai = 120 mm

### III.4. PERHITUNGAN BEBAN PADA PELAT

#### PELAT ATAP :

*Beban Mati (DL)*

- Berat sendiri pelat	= 0,11 x 2400	= 264 kg/m <sup>2</sup>
- Berat plafond dan penggantung	= 11 + 7	= 18 kg/m <sup>2</sup>
- Finishing	= 0,01 x 2200	= 22 kg/m <sup>2</sup>
- Asphal	= 1 x 14	= 14 kg/m <sup>2</sup>
- Pasir penutup	= 0,01 x 1600	= 16 kg/m <sup>2</sup>

*Beban Mati Pelat Atap (DL)* = 334 kg/m<sup>2</sup>

*Beban Hidup Pelat Atap (LL)* = 100 kg/m<sup>2</sup>

*Kombinasi Pembebanan Pelat Atap :*

$$q_u = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

$$= (1,2 \times 334) + (1,6 \times 100) = 560,8 \text{ kg/m}^2$$

**PELAT LANTAI**

*Beban Mati (DL) :*

- Berat sendiri  $= 0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$
- Berat plafond dan penggantung  $= 11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$
- Berat tegel dan spesi  $= 135 \text{ kg/m}^2$
- Berat ducting AC dan pipa  $= 40 \text{ kg/m}^2$

*Beban Mati Pelat Lantai Apartemen (DL) = 481 kg/m<sup>2</sup>*

*Beban Hidup Pelat Lantai Apartemen (LL) = 250 kg/m<sup>2</sup>*

*Kombinasi Pembebanan Pelat Lantai Apartemen :*

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= (1,2 \times 481) + (1,6 \times 250) = 977 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

### III.5. PERHITUNGAN PENULANGAN PELAT

Untuk konstruksi pelat dua arah didisain sebagai berikut :

#### *Contoh Perhitungan 3.2 :*

Salah satu panel pelat type A (pelat 2 arah) mempunyai data sebagai berikut :

Beban pelat lantai =  $q_u = 977 \text{ kg/m}^2$

Bentang panjang ( $l_y$ ) = 4,5 m dan bentang pendek ( $l_x$ ) = 4,0 m.

Tebal pelat lantai ( $h$ ) = 120 mm

Penutup beton ( $p$ ) = 20 mm ..... SKSNI 3.16.7-1.c

Direncanakan diameter tulangan utama dalam arah x dan arah y = D.10

Mutu baja  $f_y = 320 \text{ MPa}$  dan mutu beton  $f_c' = 30 \text{ MPa}$ .

Rencanakan penulangan pelat lantai tersebut .

Penyelesaian :

1. Menentukan tinggi efektif ( $d$ ) pelat untuk arah x dan arah y.

Tebal pelat lantai ( $h$ ) = 120 mm

Penutup beton ( $p$ ) = 20 mm ..... SKSNI 3.16.7-1.c

Diameter tulangan utama dalam arah x dan arah y = D.10

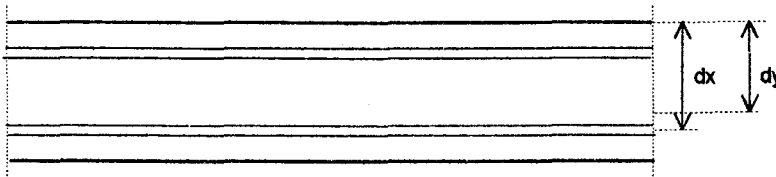
, sehingga tinggi efektif ( $d$ ) dalam :

- arah x  $\Rightarrow d_x = h - p - 0,5 \cdot \phi_x$

$$= 120 - 20 - (0,5 \cdot 10) = 95 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{- arah } y \Rightarrow \quad dy &= h - p - \phi_x - 0,5 \cdot \phi_y \\
 &= 120 - 20 - 10 - (0,5 \cdot 10) = 85 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Letak dari tulangan dapat dilihat pada gambar di bawah :



2. Menentukan momen - momen yang bekerja pada arah x dan arah y dari pelat.

Momen pelat dihitung dengan koefisien dari tabel 13.3.2 PBI '71 dengan anggapan tepi pelat terjepit elastis pada dua sisinya.

$$q_u = 977 \text{ kg/m}^2$$

$$M_u = (0,001 \cdot x) \cdot q \cdot l_x^2$$

$$\text{, untuk } l_y / l_x = 4,5 / 4,0 = 1,2 \dots\dots\dots \text{ pelat 2 arah.}$$

$$\text{sesuai tabel 13.3.2 diperoleh : } x_{lx} = x_{lx} = 46$$

$$x_{ly} = x_{ly} = 38$$

sehingga :

$$\text{- } M_u = M_{tx} = M_{lx} = 719,072 \text{ kg.m}$$

$$\text{- } M_u = M_{ty} = M_{ly} = 594,016 \text{ kg.m}$$

Catatan :

$M_{lx}$  = momen lapangan maksimum per meter lebar di arah x.

$M_{tx}$  = momen tumpuan maksimum per meter lebar di arah x.

$M_{ty}$  = momen tumpuan maksimum per meter lebar di arah y.

3. Menentukan penulangan sejajar sumbu x (sejajar bentang pendek) dan juga sejajar sumbu y (sejajar bentang panjang).

### PENULANGAN SEJAJAR BENTANG PENDEK

$$M_{tx} = M_{lx} = 7,19072 \cdot 10^6 \text{ N.mm} \quad (M_u = \text{momen ultimate})$$

$$\begin{aligned} M_n &= (M_u : 0,8) = 7,19072 \cdot 10^6 : 0,8 \\ &= 8,9884 \cdot 10^6 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\beta_1 = 0,85 \quad \text{.....} \quad \text{SKSNI 3.3.2-7.1}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 f_c' \beta_1}{f_y} \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \quad \text{.....} \quad \text{SKSNI pers. 3.1-1} \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 30}{320} \cdot \frac{600}{600 + 320} \\ &= 0,044 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{max}} &= 0,75 \cdot \rho_{\text{balance}} \quad \text{.....} \quad \text{SKSNI 3.3.3-3} \\ &= 0,75 \cdot \frac{0,85 f_c' \beta_1}{f_y} \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,033 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{min}} &= 1,4 : f_y \quad \text{.....} \quad \text{SKSNI 3.3.5-1} \\ &= 1,4 : 320 \\ &= 0,0044 \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d_x^2} = \frac{8,9884 \cdot 10^6}{1000 \cdot 95^2} = 0,996$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 f_c'}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2,353 \cdot R_n}{f_c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 30}{320} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2,353 \cdot 0,996}{30}} \right) \\ &= 0,0032 < \rho_{\text{min}} \end{aligned}$$

maka :

$$\rho_{\text{pakai}} = \rho_{\text{min}} = 0,0044$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d_x \\ &= 0,0044 \cdot 1000 \cdot 95 \\ &= 418 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

, bandingkan dalam segala hal tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= 0,0014 \cdot b \cdot h \quad \text{.....} \quad \text{SKSNI 3.16.12-2.1} \\ &= 0,0014 \cdot 1000 \cdot 120 \\ &= 168 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai : D10 - 150 (  $A_s = 471 \text{ mm}^2$  )

### *Menentukan tulangan pembagi*

Sesuai dengan SKSNI 3.16.12-2.1 , di dalam arah tegak lurus terhadap tulangan utama harus disediakan tulangan pembagi (untuk tegangan susut dan suhu) :

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0,002 \cdot b \cdot h \\
 &= 0,002 \cdot 1000 \cdot 120 \\
 &= 240 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipakai : D.10 - 250 (  $A_s = 314 \text{ mm}^2$  )

### PENULANGAN SEJAJAR BENTANG PANJANG

$$M_{tx} = M_{ty} = 5,94016 \cdot 10^6 \text{ N.mm (Mu = momen ultimate)}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= (M_u : 0,8) = 5,94016 \cdot 10^6 : 0,8 \\
 &= 7,4252 \cdot 10^6 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$\beta_1 = 0,85 \quad \text{..... SKSNI 3.3.2-7.1}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 f_c' \beta_1}{f_y} \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \quad \text{SKSNI pers. 3.1-1} \\
 &= 0,044
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{max}} &= 0,75 \cdot \rho_{\text{balance}} \quad \text{..... SKSNI 3.3.3-3} \\
 &= 0,75 \cdot 0,044 \\
 &= 0,033
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &= 1,4 : f_y \quad \text{..... SKSNI 3.3.5-1} \\
 &= 1,4 : 320 \\
 &= 0,0044
 \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d_y^2} = \frac{7,4252 \cdot 10^6}{1000 \cdot 85^2} = 1,028$$



$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \cdot 30}{320} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2,353 \cdot 1,028}{30}} \right) \\ &= 0,0033 \\ &= 0,0033 < \rho_{\text{min}}\end{aligned}$$

sehingga diambil :

$$\rho_{\text{pakai}} = \rho_{\text{min}} = 0,0044$$

$$\begin{aligned}A_s \text{ perlu} &= \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d_y \\ &= 0,0044 \cdot 1000 \cdot 85 \\ &= 374 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

, bandingkan dalam segala hal tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned}A_s \text{ min} &= 0,0014 \cdot b \cdot h \quad \text{..... SKSNI 3.16.12-2.1} \\ &= 0,0014 \cdot 1000 \cdot 120 \\ &= 168 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Dipakai : D.10 - 150 (  $A_s = 471 \text{ mm}^2$  )

### *Menentukan tulangan pembagi*

Sesuai dengan SKSNI 3.16.12-2.1 , di dalam arah tegak lurus terhadap tulangan utama harus disediakan tulangan pembagi (untuk tegangan susut dan suhu) :

$$\begin{aligned}A_s &= 0,002 \cdot b \cdot h \\ &= 0,002 \cdot 1000 \cdot 120 = 240 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Dipakai : D.10 - 250 (  $A_s = 314 \text{ mm}^2$  )

**TABEL 3.1 : PERHITUNGAN TULANGAN PELAT LANTAI TIPIKAL**

TIPE PELAT	Lx (m)	Ly (m)	X	DAERAH	Mu (N.mm)	d (mm)	Rn	$\rho$	$\rho$ pakai	Tulangan pokok			Tulangan susut & suhu		
										As perlu (mm <sup>2</sup> )	Tulangan terpasang	As ada (mm <sup>2</sup> )	As perlu (mm <sup>2</sup> )	Tulangan terpasang	As ada (mm <sup>2</sup> )
A	4,0	4,5	46	TUMPUAN -x	7,19E+06	95	0,996	0,0032	0,0044	418	D10 - 150	526	240	D10 - 250	314
			46	LAPANGAN-x	7,19E+06	95	0,996	0,0032	0,0044	418	D10 - 150	526	240	D10 - 250	314
			38	TUMPUAN -y	7,52E+06	85	1,301	0,0042	0,0044	374	D10 - 150	526	240	D10 - 250	314
			38	LAPANGAN-y	7,52E+06	85	1,301	0,0042	0,0044	374	D10 - 150	526	240	D10 - 250	314
B	4,0	4,0	36	TUMPUAN -x	5,63E+06	95	0,779	0,0025	0,0044	418	D10 - 150	526	240	D10 - 250	314
			36	LAPANGAN-x	5,63E+06	95	0,779	0,0025	0,0044	418	D10 - 150	526	240	D10 - 250	314
			36	TUMPUAN -y	5,63E+06	85	0,974	0,0031	0,0044	374	D10 - 150	526	240	D10 - 250	314
			36	LAPANGAN-y	5,63E+06	85	0,974	0,0031	0,0044	374	D10 - 150	526	240	D10 - 250	314
C	3,5	4,0	46	TUMPUAN -x	5,51E+06	95	0,763	0,0024	0,0044	418	D10 - 150	526	240	D10 - 250	314
			46	LAPANGAN-x	5,51E+06	95	0,763	0,0024	0,0044	418	D10 - 150	526	240	D10 - 250	314
			38	TUMPUAN -y	5,94E+06	85	1,028	0,0033	0,0044	374	D10 - 150	526	240	D10 - 250	314
			38	LAPANGAN-y	5,94E+06	85	1,028	0,0033	0,0044	374	D10 - 150	526	240	D10 - 250	314
D	3,0	4,0	53	TUMPUAN -x	4,66E+06	95	0,645	0,0020	0,0044	418	D10 - 150	526	240	D10 - 250	314
			53	LAPANGAN-x	4,66E+06	95	0,645	0,0020	0,0044	418	D10 - 150	526	240	D10 - 250	314
			38	TUMPUAN -y	5,94E+06	85	1,028	0,0033	0,0044	374	D10 - 150	526	240	D10 - 250	314
			38	LAPANGAN-y	5,94E+06	85	1,028	0,0033	0,0044	374	D10 - 150	526	240	D10 - 250	314
E	2,0	4,0	62	TUMPUAN -x	2,42E+06	95	0,336	0,0011	0,0044	418	D10 - 150	526	240	D10 - 250	314
			62	LAPANGAN-x	2,42E+06	95	0,336	0,0011	0,0044	418	D10 - 150	526	240	D10 - 250	314
			35	TUMPUAN -y	5,47E+06	85	0,947	0,0030	0,0044	374	D10 - 150	526	240	D10 - 250	314
			35	LAPANGAN-y	5,47E+06	85	0,947	0,0030	0,0044	374	D10 - 150	526	240	D10 - 250	314
F	2,0	2,0	36	TUMPUAN -x	1,41E+06	95	0,195	0,0006	0,0044	418	D10 - 150	526	240	D10 - 250	314
			36	LAPANGAN-x	1,41E+06	95	0,195	0,0006	0,0044	418	D10 - 150	526	240	D10 - 250	314
			36	TUMPUAN -y	1,41E+06	85	0,243	0,0008	0,0044	374	D10 - 150	526	240	D10 - 250	314
			36	LAPANGAN-y	1,41E+06	85	0,243	0,0008	0,0044	374	D10 - 150	526	240	D10 - 250	314

Keterangan Tabel 3.1 :

(2),(3)  $l_x, l_y$  = Jarak bentang dari as ke as (lihat denah pelat)

(4)  $X$  = Koefisien momen dari tabel 13.3.2 PBI '71

(6)  $M_u$  =  $(0,001 \cdot X) \cdot q \cdot l^2$

(7)  $dx$  =  $h - p - 0,5 \phi_x$  dimana  $p$  = penutup beton

$dy$  =  $h - p - \phi_x - 0,5 \phi_y$

(8)  $R_n$  =  $M_n / (b \cdot d^2)$

(9)  $\rho$  =  $(0,85 \cdot f_c' / f_y) \cdot [1 - (1 - (2,353 \cdot R_n / f_c'))^{0,5}]$

(10)  $\rho$  pakai dipilih antara  $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$

(11)  $As_{perlu}$  =  $\rho_{pakai} \cdot b \cdot d$

(14) Tulangan susut :

$As_{perlu}$  =  $0,002 \cdot b \cdot \text{tebal pelat}$

**TABEL 3.2 : PERHITUNGAN TULANGAN PELAT ATAP**

TIPE PELAT	Lx (m)	Ly (m)	X	DAERAH	Mu (N.mm)	d (mm)	Rn	$\rho$	$\rho$ pakai	Tulangan pokok			Tulangan susut & suhu		
										As perlu (mm <sup>2</sup> )	Tulangan terpasang	As ada (mm <sup>2</sup> )	As perlu (mm <sup>2</sup> )	Tulangan terpasang	As ada (mm <sup>2</sup> )
A	4,0	4,5	46	TUMPUAN -x	4,13E+06	85	0,714	0,0023	0,0044	374	D10 - 150	526	220	D10 - 250	314
			46	LAPANGAN-x	4,13E+06	85	0,714	0,0023	0,0044	374	D10 - 150	526	220	D10 - 250	314
			38	TUMPUAN -y	4,32E+06	75	0,959	0,0031	0,0044	330	D10 - 150	526	220	D10 - 250	314
			38	LAPANGAN-y	4,32E+06	75	0,959	0,0031	0,0044	330	D10 - 150	526	220	D10 - 250	314
B	4,0	4,0	36	TUMPUAN -x	3,23E+06	85	0,559	0,0018	0,0044	374	D10 - 150	526	220	D10 - 250	314
			36	LAPANGAN-x	3,23E+06	85	0,559	0,0018	0,0044	374	D10 - 150	526	220	D10 - 250	314
			36	TUMPUAN -y	3,23E+06	75	0,718	0,0023	0,0044	330	D10 - 150	526	220	D10 - 250	314
			36	LAPANGAN-y	3,23E+06	75	0,718	0,0023	0,0044	330	D10 - 150	526	220	D10 - 250	314
C	3,5	4,0	46	TUMPUAN -x	3,16E+06	85	0,547	0,0017	0,0044	374	D10 - 150	526	220	D10 - 250	314
			46	LAPANGAN-x	3,16E+06	85	0,547	0,0017	0,0044	374	D10 - 150	526	220	D10 - 250	314
			38	TUMPUAN -y	3,41E+06	75	0,758	0,0024	0,0044	330	D10 - 150	526	220	D10 - 250	314
			38	LAPANGAN-y	3,41E+06	75	0,758	0,0024	0,0044	330	D10 - 150	526	220	D10 - 250	314

Keterangan Tabel 3.1 :

(2),(3)  $l_x, l_y$  = Jarak bentang dari as ke as (lihat denah pelat)

(4)  $X$  = Koefisien momen dari tabel 13.3.2 PBI '71

(6)  $M_u$  =  $(0,001 \cdot X) \cdot q \cdot l^2$

(7)  $d_x$  =  $h - p - 0,5 \phi_x$  dimana  $p$  = penutup beton

$d_y$  =  $h - p - \phi_x - 0,5 \phi_y$

(8)  $R_n$  =  $M_n / (b \cdot d^2)$

(9)  $\rho$  =  $(0,85 \cdot f_c' / f_y) \cdot [1 - (1 - (2,353 \cdot R_n / f_c'))^{0,5}]$

(10)  $\rho$  pakai dipilih antara  $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$

(11)  $As_{perlu}$  =  $\rho_{pakai} \cdot b \cdot d$

(14) Tulangan susut :

$As_{perlu}$  =  $0,002 \cdot b \cdot \text{tebal pelat}$

### III.6. KONTROL PELAT

#### III.6.1. KONTROL RETAK

Menurut SKSNI 3.3.6-4 mengenai kontrol retak pada balok dan pelat , yaitu : apabila tegangan leleh rencana  $f_y$  untuk tulangan tarik melebihi 300 MPa , penampang dengan momen positif dan negatif maksimum harus diproporsikan sedemikian hingga nilai  $z$  yang diberikan oleh :

$$Z = f_s \cdot (d_c \cdot A)^{1/3}$$

tidak melebihi 30 MN /m untuk penampang di dalam ruangan dan 25 MN /m untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar. Dalam hal ini tegangan tergantung dalam tulangan pada beban kerja  $f_s$  (MPa) harus dihitung sebagai momen dibagi oleh hasil kali luas baja dengan lengan momen dalam. Bila tidak dihitung dengan cara di atas ,  $f_s$  boleh diambil sebesar 60 % dari kuat leleh ( $f_y$ ) yang dipakai.

Dimana :

- $d_c$  = jarak pusat tulangan tarik ke tepi luar serat tertarik.
- $A$  = luas efektif beton di sekitar tulangan tarik dibagi dengan jumlah tulangan.

maka :

$$d_c = 20 + (0,5 \cdot 10) = 25 \text{ mm}$$

$$A = \frac{2 \cdot d_c \cdot b_w}{n \text{ tulangan}}$$

$$= (2 \cdot 25 \cdot 1000) : [471 : (0,25 \cdot 3 \cdot 14 \cdot 10^2)] = 8333 \text{ mm}^2$$

$$f_s = 60 \% \cdot 320$$

$$= 192 \text{ MPa.}$$

$$Z = 192 \cdot (25 \cdot 8333)^{1/3}$$

$$= 11382 \text{ N/mm}$$

$$= 11,382 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m} \Rightarrow \text{oke...}$$

### III.6.2. KONTROL SPASI MAKSIMUM

Sesuai SKSNI 3.6.4-2 disebutkan bahwa :

Untuk tulangan utama pelat :

$$S_{\text{maks}} = 2 \times \text{tebal pelat}$$

$$= 2 \times 120$$

$$= 240 \text{ mm.}$$

$$S_{\text{terpasang}} = 150 \text{ mm (arah x)} < S_{\text{maksimum}} \dots\dots\dots \text{oke.}$$

$$S_{\text{terpasang}} = 150 \text{ mm (arah y)} < S_{\text{maksimum}} \dots\dots\dots \text{oke.}$$

Untuk tulangan susut dan suhu, SKSNI 3.16.12-2.2 menyebutkan bahwa :

$$S_{\text{maks}} = 5 \times \text{tebal pelat}$$

$$= 5 \times 120$$

$$= 600 \text{ mm}$$

$$S_{\text{terpasang}} = 250 \text{ mm (arah x)} < S_{\text{maksimum}} \dots\dots\dots \text{oke.}$$

$$S_{\text{terpasang}} = 250 \text{ mm (arah y)} < S_{\text{maksimum}} \dots\dots\dots \text{oke.}$$

### III.6.3. KONTROL LENDUTAN

Karena tinggi atau tebal elemen pelat telah diambil lebih dari ketentuan tinggi minimum , maka lendutan tidak perlu dihitung lagi. Hal ini sesuai dengan SKSNI

3.2.5-3.3. Dengan demikian pemakaian tebal pelat atap = 110 mm dan tebal pelat lantai = 120 mm adalah memenuhi syarat-syarat lendutan.

## BAB IV

# PERENCANAAN UNSUR SEKUNDER

### IV.1. PERENCANAAN BALOK ANAK

Balok anak selain balok anak tepi yaitu yang terletak pada tepi pelat yang tidak menerus, direncanakan tidak menerima torsi, sehingga tulangan torsi pada balok anak hanya dipasang minimum. Dengan anggapan di atas bahwa balok anak tidak menerima torsi ( *balok anak tengah* ), maka balok anak cukup dianalisa secara dua dimensi dengan analisa pada tiap-tiap lajur balok menerus.

Dalam perencanaan ini balok anak dimodelkan sebagai balok yang terletak pada beberapa tumpuan dengan menganggap tumpuan tengah sebagai balok menerus dan tumpuan tepi sebagai jepit elastis, sedangkan gaya-gaya dalamnya dihitung dengan bantuan program software SAP '90.

### IV.1.1 PERHITUNGAN PEMBEBANAN

#### DATA PERENCANAAN BALOK ANAK :

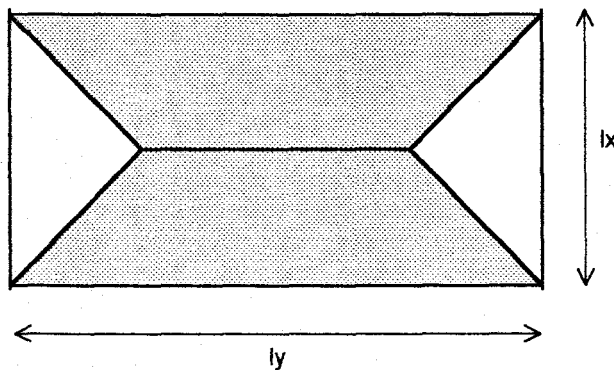
Mutu Beton :  $f_c' = 40$  MPa.

Modulus Elastisitas Beton ( $E_c$ ) :  $4700 \cdot \sqrt{f_c'}$   
 :  $4700 \cdot \sqrt{30} = 25742,9$  MPa

Mutu Baja : U32  $\longrightarrow$   $f_y = 320$  MPa

Pembebanan pada balok anak terjadi akibat berat sendiri balok anak dan semua beban merata pada pelat ( termasuk berat sendiri pelat dan beban hidup merata di atasnya ) . Distribusi bebannya didasarkan pada cara **Tributary Area** yaitu beban pelat dinyatakan dalam bentuk trapesium maupun segitiga.

Dengan menyamakan momen maksimum pada tengah bentang :



Beban pada pelat adalah :  $q$  kg/m<sup>2</sup>

Gambar 4.1 : DISTRIBUSI BEBAN PADA BALOK AKIBAT BEBAN PELAT

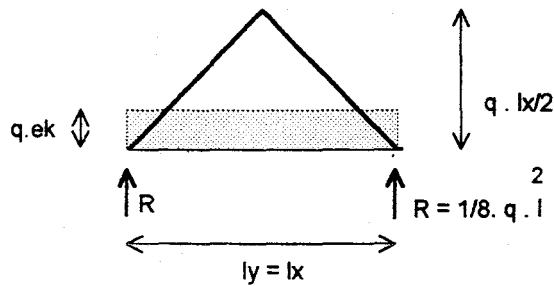


Kemudian beban yang bekerja pada balok anak diambil berdasarkan harga rata-rata beban ekuivalen yang diperoleh dari momen maksimum untuk balok yang terletak pada dua tumpuan sederhana. Perumusan beban ekuivalen dapat diturunkan sebagai berikut :

$$\frac{1}{8} \cdot q_{ek} \cdot l_x^2 = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l_x^2 \left( \frac{l_x}{2} \right) - \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{l_x}{2} \right) \cdot \left( q \cdot \frac{l_x}{2} \right) \cdot \left( \frac{l_x}{6} \right)$$

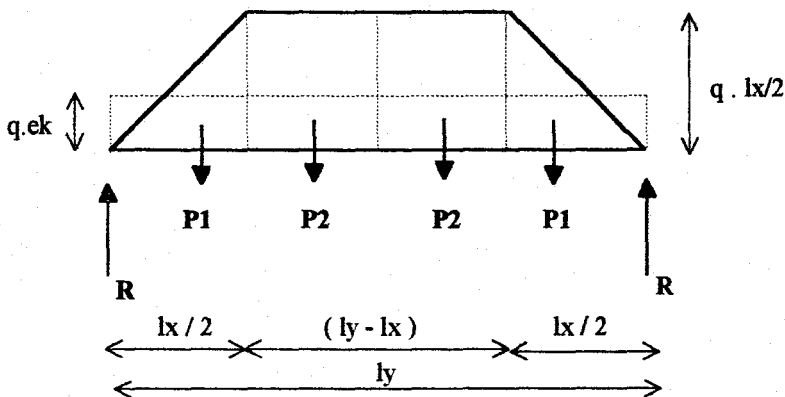
$$q_{ek} = \frac{1}{3} \cdot q \cdot l_x$$

### ***Beban Ekuivalen Segitiga :***



Gambar 4.3a : BEBAN EKIVALEN SATU SEGITIGA

### ***Beban Trapesium :***



Gambar 4.3.b : BEBAN EKIVALEN SATU TRAPESIUM

$$R = \frac{1}{4} \cdot q \cdot l_x^2 \cdot \left( \frac{l_y}{l_x} - \frac{1}{2} \right)$$

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l_x \cdot \frac{1}{2} \cdot l_x \cdot \frac{1}{2} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l_x^2$$

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l_x \cdot \frac{1}{2} \cdot (l_y - l_x) = \frac{1}{4} \cdot q \cdot l_x \cdot (l_y - l_x)$$

$$M_{ek} = \frac{1}{8} \cdot q_{ek} \cdot l_y^2$$

$$\begin{aligned} M_{mak} &= \frac{1}{4} \cdot q \cdot l_x^2 \cdot \left( \frac{l_y}{l_x} - \frac{1}{2} \right) - \frac{1}{8} \cdot q \cdot l_x^2 \cdot \left( \frac{1}{6} l_x + \frac{1}{2} l_y - \frac{1}{2} l_x \right) l_x^2 - \\ &\quad \frac{1}{4} \cdot q \cdot l_x \cdot (l_y - l_x) \cdot \left( \frac{1}{4} l_y - \frac{1}{4} l_x \right) \\ &= \frac{1}{16} \cdot q \cdot l_x \cdot l_y^2 - \frac{1}{48} q \cdot l_x^2 \end{aligned}$$

$$M_{ek} = M_{max}$$

maka

$$\frac{1}{8} \cdot q_{ek} \cdot l_y^2 = \frac{1}{16} \cdot q \cdot l_x \cdot l_y^2 - \frac{1}{48} q \cdot l_x^2$$

$$q_{ek} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l_x - \frac{1}{6} q \cdot l_x^3 / l_y^2$$

$$q_{ek} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l_x \left( 1 - \frac{1}{3} \left[ \frac{l_x}{l_y} \right]^2 \right)$$

#### IV.1.2 PERHITUNGAN PENULANGAN BALOK ANAK

Penulangan balok anak ini meliputi penulangan lentur, penulangan geser, kontrol lendutan sedangkan tulangan torsi hanya dipasang minimum *dengan anggapan bahwa bahwa balok anak tidak menerima torsi.*

#### IV.1.2.1 PENULANGAN LENTUR BALOK ANAK

##### □ KONSEP DASAR

Dalam analisa penampang dengan methode kekuatan batas, harus memenuhi 2 syarat kesetimbangan yaitu :

- kesetimbangan statis
- kompatibilitas dari regangan

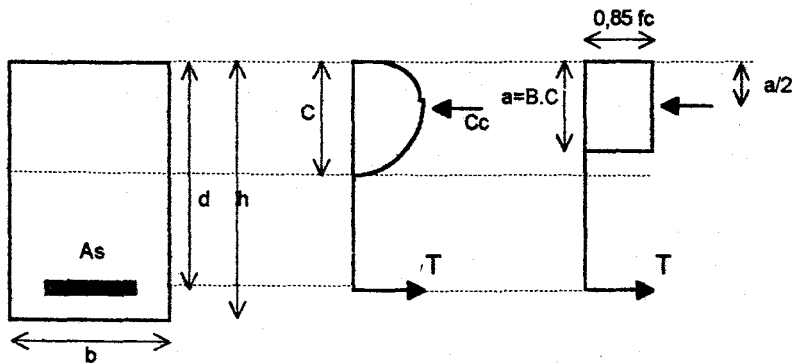
Sesuai dengan asumsi-asumsi dalam SK SNI T-15-1991-03 untuk perencanaan komponen struktur terhadap beban lentur atau aksial dan kombinasi keduanya, menurut pasal 3.3.2 antara lain :

1. Regangan dalam tulangan dan beton berbanding langsung dengan jarak dari sumbu netral kecuali untuk komponen struktur lentur tinggi dengan rasio tertentu.
2. Regangan maksimum pada serat tekan beton terluar sama dengan 0,003
3. Tegangan dalam tulangan di bawah kuat leleh yang ditentukan  $f_y$ , harus diambil sebesar  $E_s$  dikalikan regangan baja. Untuk regangan yang lebih besar dari regangan yang diberikan  $f_y$ , tegangan pada tulangan harus dianggap tidak tergantung pada regangan dan sama dengan  $f_y$ .
4. Kuat tarik beton diabaikan dalam perhitungan lentur beton bertulang
5. Hubungan distribusi tegangan tekan beton dan regangan beton, boleh diasumsikan berbentuk persegi, trapesium dan lain-lain.

Apabila diasumsikan berbentuk persegi ekuivalen, dapat dipakai ketentuan sebagai berikut :

- Tegangan beton sebesar  $0,85 f_c'$  diasumsikan terdistribusi secara merata pada daerah tekan ekuivalen yang dibatasi oleh tepi penampang dan suatu garis lurus yang sejajar dengan sumbu netral sejarak

$a = \beta_1 \cdot C$  dari serat dengan regangan tekan maks



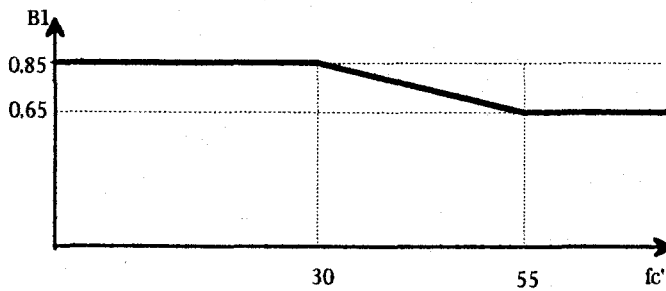
Gambar 4.4 : DISTRIBUSI TEGANGAN BETON YANG DIASUMSIKAN PERSEGI EKIVALEN

- Faktor  $\beta_1$  harus diambil sebesar : ( SK SNI. 3.3.2 - 1 s/d 7 )

$\beta_1 = 0,85$  ..... untuk  $f_c' \leq 30 \text{ MPa}$

$\beta_1 = 0,85 - (f_c' - 30) \cdot 0,008$  ..... untuk  $f_c' > 30 \text{ MPa}$

$\beta_1 \geq 0,65$  ..... atau  $f_c' \text{ maksimum} \leq 55 \text{ MPa}$

Gambar 4.5 : FAKTOR  $\beta_1$ 

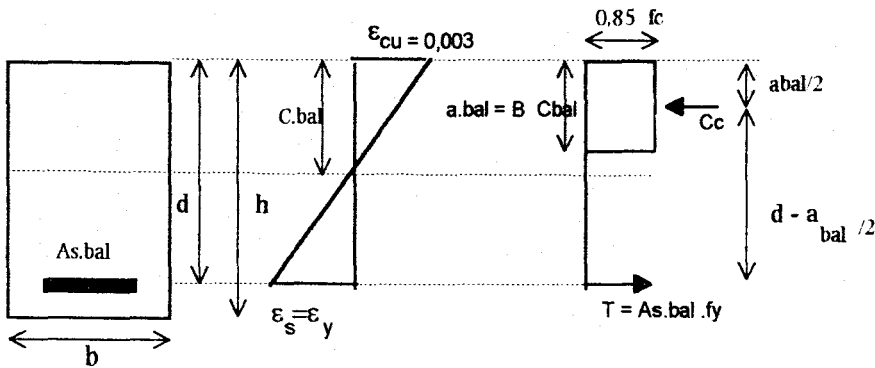
Untuk lebih jelasnya asumsi-asumsi ini dapat dilihat pada SK SNI pasal 3.3.2 - 1 sampai 7.

Dalam uraian selanjutnya anggapan distribusi tegangan beton persegi ekuivalen ini yang dipakai untuk menyederhanakan dan mempermudah perhitungan

## □ BALOK PERSEGI

### KONDISI REGANGAN BERIMBANG dan BATAS RASIO TULANGAN

Definisi regangan berimbang menurut SK SNI pasal 3.3.3 - 2, dikatakan bahwa *kondisi seimbang terjadi pada penampang ketika tulangan tarik tepat mencapai regangan yang berhubungan dengan tegangan leleh yang ditentukan  $f_y$  pada saat yang bersamaan dengan bagian beton yang tertekan mencapai regangan batas asumsi sebesar 0,003.*



Gambar 4.6 : KONDISI REGANGAN SEIMBANG PADA PENAMPANG

Jika rasio tulangan beton terpasang lebih besar dari keadaan seimbang tersebut di atas, maka letak garis netral beton akan turun sehingga regangan beton di daerah tekan akan lebih besar dari regangan batas beton yang diisyaratkan ( $\epsilon_{cu} = 0,003$ ) pada keadaan tulangan tarik mencapai lelehnya. Jadi beton di daerah tekan akan hancur dulu sebelum tulangan tarik meleleh. Pada keruntuhan semacam ini sedapat mungkin harus dihindari karena pola keruntuhannya bersifat mendadak.

Sebaliknya diusahakan bahwa pola keruntuhan beton harus secara daktail yaitu beton harus menunjukkan deformasi yang cukup besar sebelum tercapai kekuatan runtuhnya sehingga secara dini akan tampak bahwa komponen struktur tersebut sudah membahayakan.

Untuk menjamin bahwa pola keruntuhan secara daktail dapat tercapai maka menurut SK SNI pasal 3.3.3 -3 mensyaratkan untuk membatasi rasio tulangan ( $\rho$ )

yang ada tidak boleh melampaui 75 % rasio tulangan dalam kondisi seimbang ( $\rho_{bal}$ ).

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_{bal}$$

Rasio tulangan dalam keadaan seimbang ( $\rho_{bal}$ ) dapat diperoleh dari perbandingan regangan beton dan tulangan dengan jarak masing-masing terhadap garis netral menurut asumsi-asumsi diatas (gambar 4.4)

$$\rho_{bal} = \frac{0,85 f_c' \beta_1}{f_y} \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y}$$

Batasan penulangan minimum di atas diberikan untuk pertimbangan ekonomis beton. Jika tulangan terpasang lebih kecil dari tulangan minimum yang disyaratkan, maka pada saat tercapainya kekuatan nominal dari suatu komponen struktur beton, otomatis tegangan tekan yang terjadi pada beton sangat kecil dibandingkan dengan kekuatan hancur beton sehingga kekuatan beton seolah-olah tidak dimanfaatkan untuk menunjang kekuatan komponen struktur tersebut.

## **PRINSIP PERENCANAAN**

Penampang persegi direncanakan hanya menggunakan tulangan tarik saja, penambahan tulangan tekan baru diperhitungkan bila rasio tulangan tarik yang diperlukan melebihi rasio tulangan maksimum yang disyaratkan atau dengan kata lain *tulangan tekan dibutuhkan bila momen yang terjadi melebihi kapasitas momen yang dapat ditahan oleh tulangan tarik saja..*

Dalam buku referensi yang berjudul " Reinforced Concrete Design " karangan Chu Kia Wang dan Charles G. Salmon, dikatakan bahwa :

- Keperluan akan penggunaan tulangan tekan untuk menambah kekuatan nominal adalah jarang.
- Alasan utama di dalam penggunaan tulangan tekan adalah untuk mengurangi lendutan jangka panjang akibat rangkai dan susut saja.
- Prosedur yang logis untuk perencanaan tulangan tekan yaitu dengan menentukan apakah tulangan tekan diperlukan untuk kekuatan apa tidak, ini dapat dilakukan dengan membandingkan kapasitas momen yang dapat dipikul oleh tulangan tarik saja terhadap momen yang terjadi. Apabila momen yang terjadi lebih kecil dari kapasitas momen yang mampu dipikul oleh tulangan tarik saja, maka prakti tulangan tekan tidak dibutuhkan untuk tambahan kekuatan.



## LANGKAH - LANGKAH PERHITUNGAN

1. Tentukan  $M_n$  dengan cara menghitung beban kerja berfaktor menurut SK SNI pasal 3.2.2. Momen Nominal yang dipergunakan untuk perencanaan balok adalah momen akibat beban berfaktor tadi dibagi faktor reduksi kekuatan menurut SK SNI pasal 3.2.3-2 (*lihat pasal II.2.1.1.1*)
2. Tentukan dimensi balok meliputi :
  - lebar balok (  $b$  ).
  - tinggi balok (  $h$  ).
  - tebal pelindung beton ..... SK SNI 3.16.7
3. Hitung besarnya  $C_{max}$  dengan persamaan :

$$C_{max} = 0,75 \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \cdot d$$

4. Hitung  $a_{max}$  dan  $Cc_{max}$  dengan persamaan :

$$a_{max} = \beta_1 \cdot C_{max}$$

$$Cc_{max} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a_{max} \cdot b$$

5. Hitung besarnya momen (  $M_{n1}$  ) yang dapat dipikul oleh tulangan tarik saja.

$$M_{n1} = Cc_{max} \cdot \left( d - \frac{a_{max}}{2} \right)$$

- a. Jika :  $M_n < M_{n1}$  ..... analisa balok persegi tulangan tunggal

- Hitung  $R_n$  dengan rumus :

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

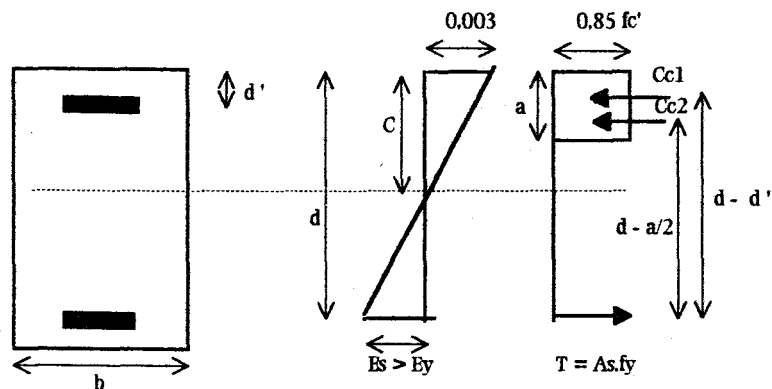
- Hitung  $\rho$  yang dibutuhkan dengan rumus :

$$\rho = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right)$$

- Periksa nilai  $\rho$  ini supaya tidak lebih besar dari  $\rho_{\max}$  dan tidak lebih kecil dari  $\rho_{\min}$ . Apabila nilai  $\rho$  lebih besar dari  $\rho_{\max}$ , berarti dimensi balok ( b atau h ) harus diperbesar, sebaliknya jika  $\rho$  lebih kecil dari  $\rho_{\min}$ , dimensi boleh diperkecil atau dipakai  $\rho = \rho_{\min}$
- Luas tulangan tarik yang dibutuhkan diperoleh dari :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

b. Jika :  $M_n > M_{n1}$  ..... analisa balok persegi tulangan ganda



Gambar 4.7 : BALOK PERSEGI DENGAN TULANGAN GANDA

- Hitung momen sisa yang harus dipikul tulangan tekan dengan persamaan :

$$M_{n2} = M_n - M_{n1}$$

- Hitung besar gaya yang harus ditahan tulangan tekan akibat momen sisa tersebut :

$$C_{s\text{perlu}} = \frac{Mn_2}{d - d'}$$

- Periksa keadaan tulangan tekan dengan persamaan untuk tulangan tekan leleh :

$$\epsilon_s' = \frac{C_{\text{max}} - d'}{C_{\text{max}}} \cdot 0,003 \geq \epsilon_y$$

di mana :

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

sedangkan jika persamaan di atas tidak terpenuhi, berarti tulangan tekan belum mencapai leleh.

- Hitung luas tulangan tekan dan tarik sesuai keadaan tulangan

Tulangan tekan leleh :

$$As' = \frac{C_{s\text{perlu}}}{f_y - 0,85 \cdot f_c'}$$

$$As_1 = \frac{C_{c\text{max}}}{f_y}$$

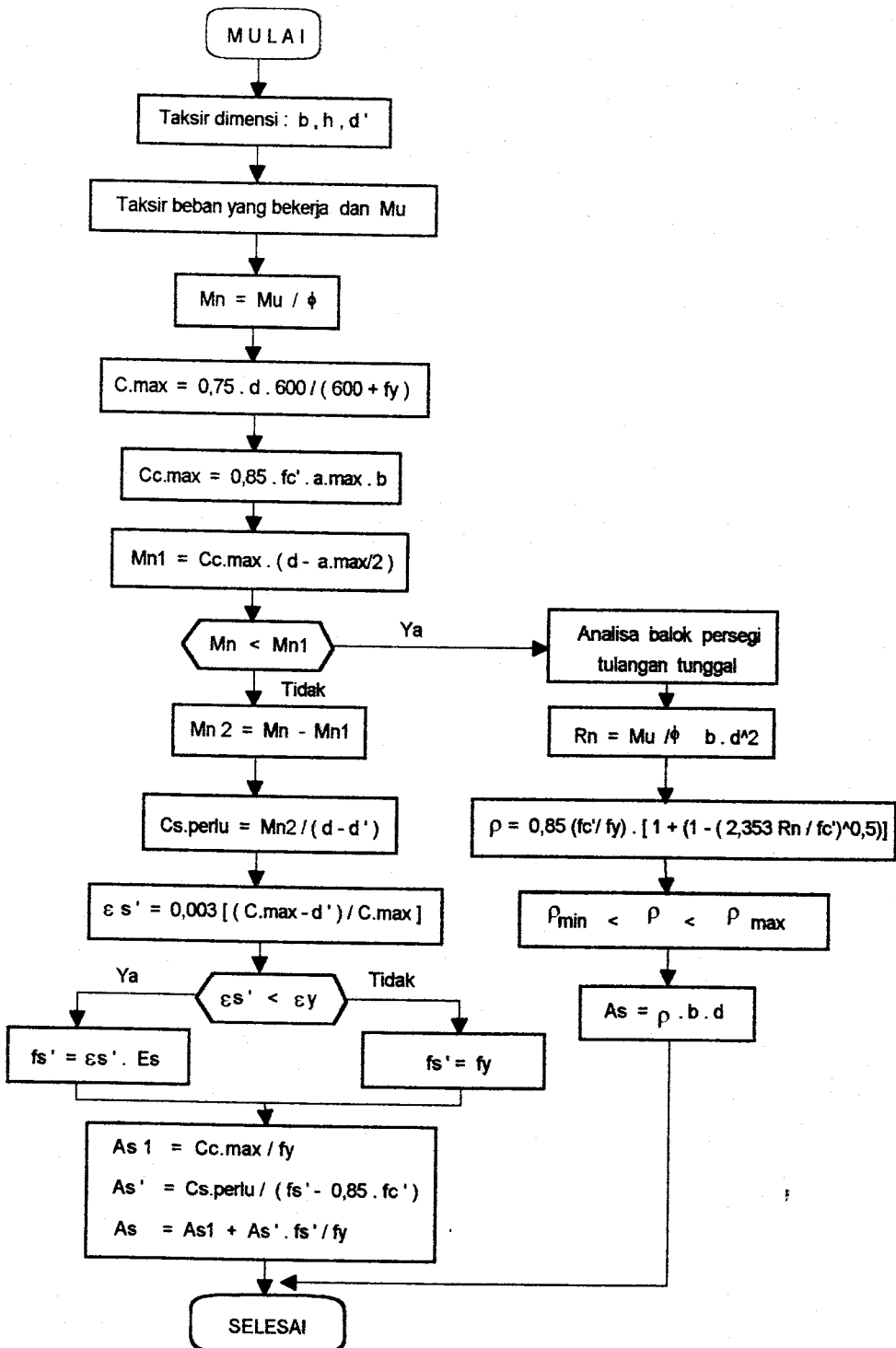
$$As = As_1 + As'$$

Tulangan tekan belum leleh :

$$As' = \frac{C_{s\text{perlu}}}{f_y - 0,85 \cdot f_c'}$$

$$As = As_1 + As' \cdot \frac{f_c'}{f_y}$$

# **DIAGRAM ALIR PERENCANAAN LENTUR UNTUK BALOK PERSEGI**



**Contoh Perhitungan 4.1 :**

Suatu balok anak As.4 I-M bentang 8 m, dengan momen akibat beban berfaktor (SK SNI. 3.2.2 - 1) pada tumpuan kiri sebesar 12923,81 kg.m.

Rencanakan penulangan balok tersebut dengan menggunakan mutu baja  $f_y = 320$  MPa dan mutu beton  $f_c' = 30$  MPa.

*Penyelesaian :*

1. Ditentukan dimensi balok :

$$\text{lebar (b)} = 250 \text{ mm}$$

$$\text{tinggi (h)} = 400 \text{ mm}$$

$$\text{tebal pelindung beton} = 40 \text{ mm} \quad \text{..... SK SNI. 3.16.7}$$

$$d = 400 - 40 - 10 - (19/2) = 340,5 \text{ mm.}$$

$$2. M_n = \frac{M_u}{\phi} \quad \text{..... SK SNI. 3.2.3 - 2}$$

$$= \frac{129238100}{0,8} = 161547625 \text{ Nmm} = 161,547 \text{ kN.m.}$$

$$3. C_{\text{max}} = 0,75 \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \cdot d$$

$$= 0,75 \cdot \left( \frac{600}{600 + 320} \right) \cdot 340,5 = 166,55 \text{ mm.}$$

$$4. a_{\text{max}} = \beta_1 \cdot C_{\text{max}}$$

$$= 0,85 \times 166,55 = 141,568 \text{ mm.}$$

$$C_{c,max} = 0,85 \cdot f'_c \cdot a_{max} \cdot b$$

$$= 0,85 \times 30 \times 141,568 \times 250 = 902496 \text{ N}$$

5. Besarnya momen yang dapat dipikul tulangan tarik :

$$M_{n1} = C_{c,max} \cdot \left( d - \frac{a_{max}}{2} \right)$$

$$= 902496 \cdot \left( 340,5 - \frac{141,568}{2} \right) = 243417611,1 \text{ Nmm}$$

$$= 243,48 \text{ kN.m}$$

6. Karena  $M_{n1} > M_n$

Maka dianalisa dengan balok persegi tulangan tunggal

$$7. R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$= \frac{129238200}{0,8 \cdot 250 \cdot 340,5^2} = 5,573$$

$$8. \rho = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'_c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \cdot 30}{320} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 5,573}{0,85 \cdot 30}} \right) = 0,01999$$

9. Periksa terhadap rasio tulangan maksimum dan minimum :

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \frac{0,85 f'_c \beta_1}{f_y} \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.3.3 - 3}$$

$$= 0,75 \cdot \frac{0,85 \cdot 30 \cdot 0,77}{320} \cdot \left( \frac{600}{600 + 320} \right) = 0,033$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.3.5 - 1}$$

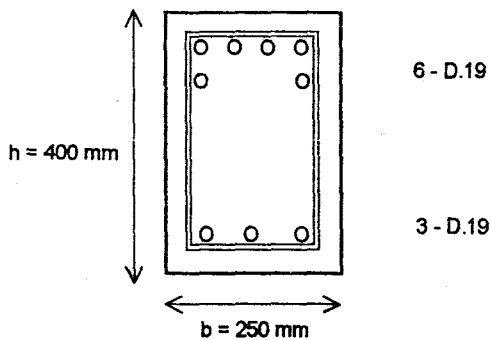
$$= \frac{1,4}{320} = 0,00438$$

Sehingga  $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$$10 \quad A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

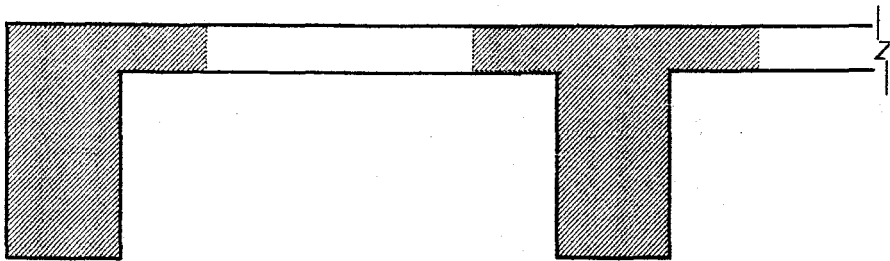
$$= 0,0199 \times 25 \times 34,05$$

$$= 16,939 \text{ cm}^2 \quad (6 \text{ D-19} = 17,011 \text{ cm}^2)$$



## □ KONSTRUKSI BALOK T

Balok T atau L diperoleh dari pengecoran monolit antara balok dan pelat sehingga untuk balok yang mengalami momen positif dengan pelat pada sisi atas, luas penampang pelat akan menambah luas daerah tekan pada balok. Untuk pelat pada daerah tarik, balok tetap dianggap sebagai balok persegi sebab beton dianggap tidak ikut menahan tarik SKSNI 3.3.2. Untuk balok tengah, kesatuannya dengan pelat membentuk balok T sedangkan untuk balok tepi membentuk L.



Gambar 4.8 : BALOK T dan BALOK L

### ***PRINSIP PERENCANAAN :***

Perencanaan untuk balok T atau L sama halnya perencanaan balok persegi dengan tulangan tunggal. Hal ini mengingat luas daerah tekan pada balok T atau L mendapat tambahan luas dari pelat ( sayap / flens ) sehingga pemakaian tulangan tekan relatif tidak perlu diperhitungkan. Hal lain baik ragam keruntuhan maupun persyaratan rasio tulangan maksimum dan minimum juga sama dengan pada balok persegi dengan tulangan tunggal.



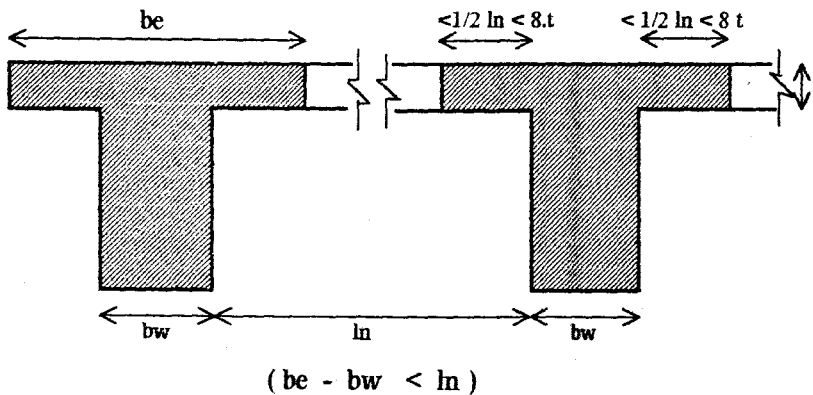
Persyaratan balok T menurut SK SNI pasal 3.1.10 adalah :

1. Lebar pelat yang secara efektif bekerja sebagai suatu flens dari balok T tidak boleh melebihi :

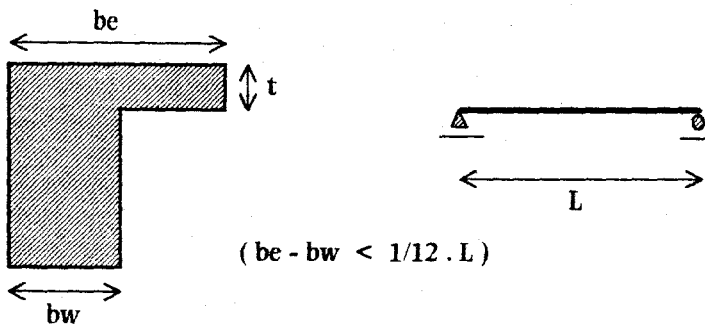
- Seperempat bentang dari balok

Lebar efektif flens yang membentang pada tiap sisi badan balok tidak boleh melebihi :

- a. 8 kali tebal pelat ( $b_e - b_w \leq 16 \cdot t$ )
- b. setengah jarak bersih dari badan balok yang bersebelahan.



2. Untuk balok dengan pelat hanya pada satu sisi (balok L), lebar efektif flens yang membentang tidak boleh lebih dari :



a. seperduabelas bentang balok

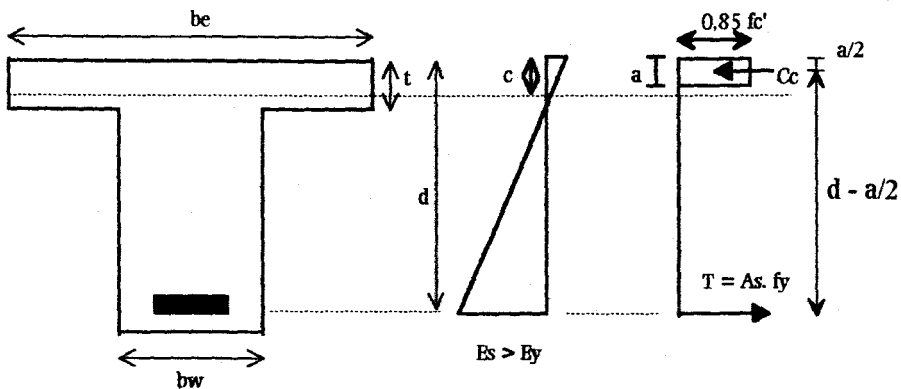
b. 6 kali tebal pelat ( $b_e - b_w \leq 6t$ )

c. Setengah jarak bersih dari badan balok bersebelahan  $b_e - b_n \leq \frac{1}{2} \cdot l_n$

Prinsip perhitungan balok T serupa dengan balok persegi. Yang membedakan keduanya yaitu pada kekuatan tekan  $C_c$  sebab  $C_c$  balok mendapat tambahan  $C_c$  flens. Ditinjau dari kemungkinan letak garis netral akibat penambahan flens tersebut, balok T dibagi menjadi 2 (dua) macam :

a. Balok T Palsu :

Bila tinggi  $a$  dari blok tegangan persegi adalah sama atau lebih kecil dari  $t$ , maka balok dihitung sama dengan balok empat persegi panjang.



Gambar 4.9 : BALOK T DENGAN GARIS NETRAL DI DALAM FLENS

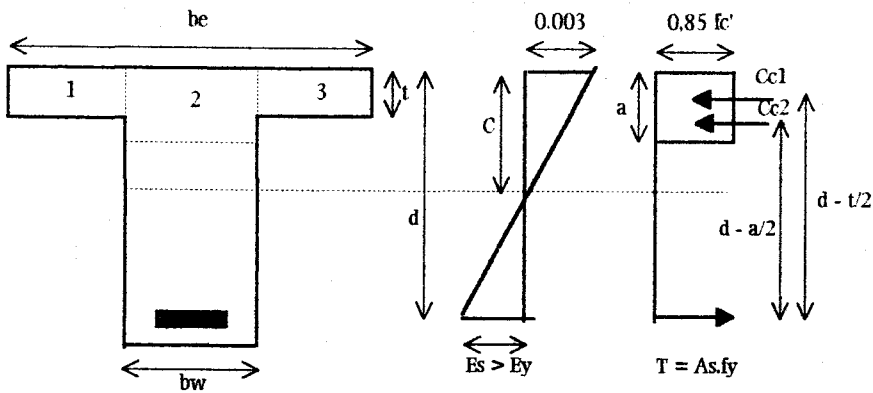
$$C_c = T$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b_e = A_s \cdot f_y$$

$$\rho = 0,85 \cdot \frac{f_c'}{f_y} \cdot \frac{b_e}{b_w} \cdot \frac{a}{d}$$

*b. Balok T Asli :*

Bila tinggi  $a$  lebih besar dari  $t$  atau garis netral berada di luar flens, sehingga harus di analisa setiap segmen yang dibagi seperti gambar di bawah ini :



Gambar 4.10 : BALOK T DENGAN GARIS NETRAL DI LUAR FLENS

$$C_{c1} = 0,85 \cdot f'_c \cdot t (b_e - b_w)$$

$$C_{c2} = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b_w$$

Dengan persamaan kesetimbangan dari gambar 4.8 diperoleh :

$$T = C_{c1} + C_{c2}$$

$$a = \frac{T - 0,85 \cdot f'_c \cdot t (b_e - b_w)}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_w}$$

$$\rho = 0,85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{h_e}{d} \cdot \frac{(b_e - b_w)}{d} + 0,85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{a}{d}$$

**LANGKAH - LANGKAH PERHITUNGAN :**

1. Dari beban-beban yang bekerja, hitunglah beban berfaktor menurut SK SNI pasal 3.2.2. Momen nominal yang dipergunakan untuk perencanaan balok adalah momen akibat beban - beban berfaktor tadi dibagi faktor reduksi kekuatan menurut SK SNI pasal 3.2.3-2 (*lihat pasal II.2.1.1.1*)
2. Tentukan dimensi balok  $T$  meliputi lebar balok ( $b_w$ ), lebar pelat yang bisa dianggap sebagai sayap, tebal pelat ( $t$ ) dan tinggi manfaat balok ( $d$ ).
3. Periksa besarnya  $C$  dari distribusi tegangan persegi. Dengan anggapan  $C < t$  (*balok  $T$  palsu*), dan dengan kekuatan tekan beton dan kapasitas momen, dapat diperoleh nilai  $C$ .

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b_e \cdot \beta_1 \cdot C$$

$$M_n = C_c \cdot (d - t/2)$$

- a. Jika  $C < t$ , rasio tulangan dapat langsung dihitung.
- b. Jika  $C > t$ , perlu dihitung kekuatan beton dengan membagi luas daerah tekan beton seperti pada gambar 4.8. Dengan persamaan - persamaan kekuatan tekan beton dan kapasitas momen untuk tiap luasan, nilai  $a$  yang sebenarnya dapat dihitung

$$C_{c_1} = 0,85 \cdot f'_c \cdot t (b_e - b_w)$$

$$C_{c_2} = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b_w$$

$$M_n = C_{c_1} \cdot (d - t/2) + C_{c_2} \cdot (d - a/2)$$

4. Rasio tulangan yang dibutuhkan untuk balok T :

a. *T. Palsu* :

$$\rho = 0,85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{b_e}{b_w} \cdot \frac{a}{d}$$

b. *T. Asli* :

$$\rho = 0,85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{h_e}{d} \cdot \frac{(b_e - b_w)}{d} + 0,85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{a}{d}$$

*Periksa terhadap rasio tulangan maksimum dan minimum :*

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \left[ \frac{0,85 f'_c \beta_1}{f_y} \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \right]$$

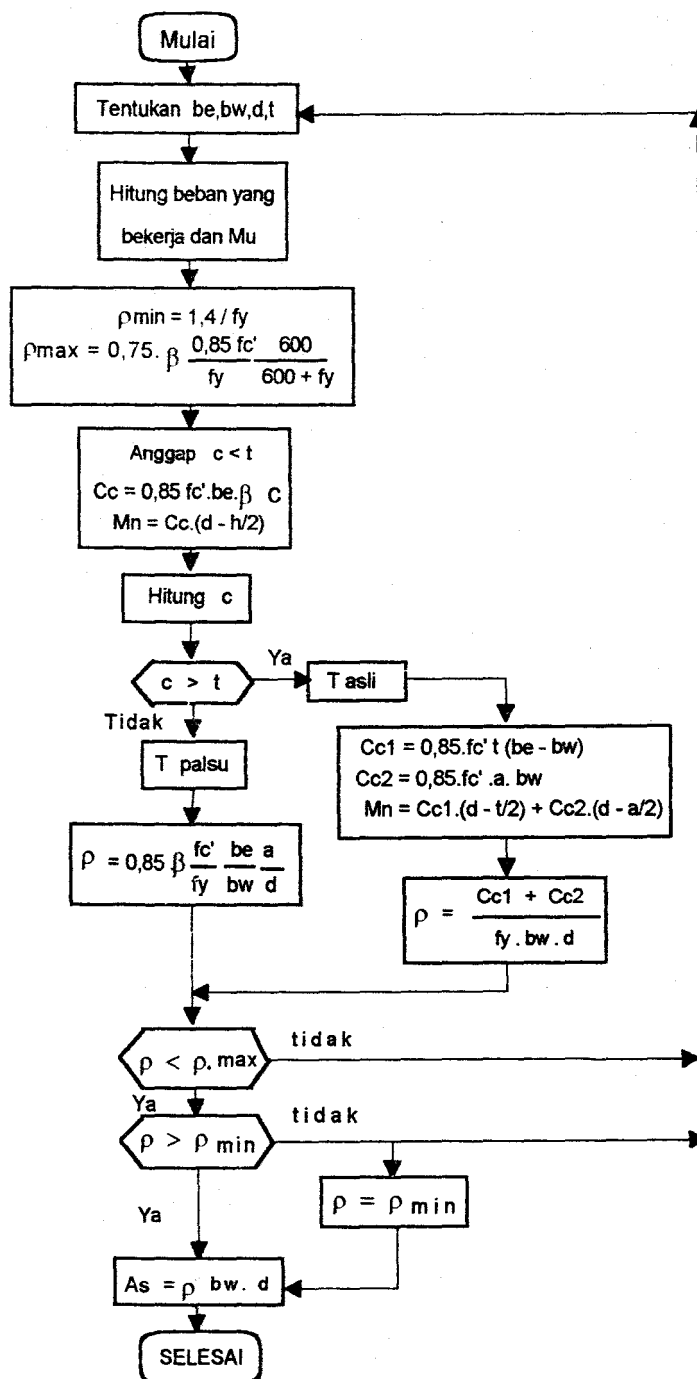
$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \cdot \dots \dots \dots \text{SK SNI pers. 3.3-3}$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

5. Luas tulangan yang dibutuhkan :

$$A_s = \rho \cdot b_w \cdot d$$

## DIAGRAM ALIR PERENCANAAN LENTUR BALOK ANAK T



**Contoh Perhitungan 4.2 :**

Suatu balok anak As.4 I-M bentang 8 m, dengan momen lapangan akibat beban berfaktor (SK SNI. 3.2.2 - 1) sebesar 5799,71 kg.m. Rencanakan penulangan balok tersebut dengan menggunakan mutu baja  $f_y = 320$  MPa dan mutu beton  $f_c' = 30$  MPa.

***Penyelesaian :*****1. Ditentukan dimensi balok :**

$$\text{lebar (bw)} = 250 \text{ mm}$$

$$\text{tinggi (h)} = 400 \text{ mm}$$

$$\text{tebal pelindung beton} = 40 \text{ mm} \quad \text{..... SK SNI. 3.16.7}$$

$$d = 400 - 40 - 10 - (19/2) = 340,5 \text{ mm.}$$

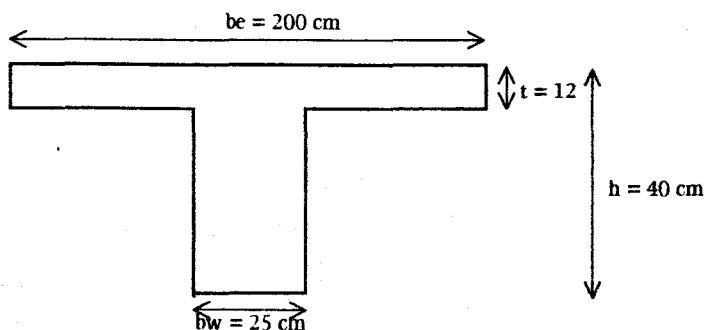
Menentukan lebar efektif balok :

$$b_e \leq \frac{L}{4} = \frac{8000}{4} = 2000 \text{ mm.} \quad \text{..... SK SNI. 3.1.10 - 2}$$

$$b_e \leq 16.t + b_w = 2120 \text{ mm.} \quad \text{..... SK SNI. 3.1.10 - 2.1}$$

$$b_e \leq L_n + b_w = 7900 \text{ mm} \quad \text{..... SK SNI. 3.1.10 - 2.2}$$

diambil  $b_e$  yang terkecil = 2000 mm



$$\begin{aligned}
 2. \quad M_n &= \frac{M_u}{\phi} \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.2.3 - 2} \\
 &= \frac{57997100}{0,8} = 72496375 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

3. Periksa apakah tinggi C lebih besar dari tebal pelat (t), dengan anggapan  $C < t$  (*balok T-palsu*), diperoleh :

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0,85 \cdot f_c' \cdot b_e \cdot \beta_1 \cdot C \\
 &= 0,85 \cdot 30 \cdot 2000 \cdot 0,85 \cdot C = 43350 \cdot C \text{ Newton}
 \end{aligned}$$

$$M_n = C_c \cdot (d - t/2)$$

$$72496375 = 43350 \cdot C \cdot (340,5 - \frac{0,85 \cdot C}{2})$$

$$0,425 \cdot C^2 - 340,5 \cdot C + 1672,35 = 0$$

$$C = 4,94 \text{ mm} < t = 120 \text{ mm} \text{ (*anggapan benar*)}$$

4. Rasio tulangan yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned}
 a &= \beta_1 \cdot C \\
 &= 0,85 \cdot 4,94 = 4,199 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= 0,85 \cdot \frac{f_c'}{f_y} \cdot \frac{b_e}{b_w} \cdot \frac{a}{d} \\
 &= 0,85 \cdot \frac{30}{320} \cdot \frac{2000}{250} \cdot \frac{4,199}{340,5} = 0,00786
 \end{aligned}$$

periksa terhadap rasio tulangan maksimum dan minimum :

$$\begin{aligned}
 \rho_{\max} &= 0,75 \cdot \frac{0,85 f_c' \beta_1}{f_y} \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.3.3 - 3} \\
 &= 0,75 \cdot \frac{0,85 \cdot 30 \cdot 0,85}{320} \cdot \left( \frac{600}{600 + 320} \right) = 0,033
 \end{aligned}$$



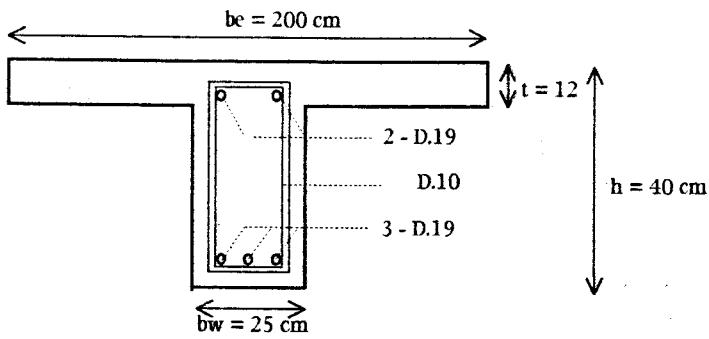
$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,004375 \quad \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.3.5 - 1}$$

Sehingga  $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

5.  $A_s = \rho \cdot b \cdot d$

$$= 0,00786 \cdot 25 \cdot 34,05$$

$$= 6,709 \text{ cm}^2 \quad (3 \text{ D-19} = 8,505 \text{ cm}^2)$$



**TABEL 4.1 : PENULANGAN LENTUR BALOK ANAK PELAT LANTAI**

$f_c'$	= 30 MPa	$\beta_1$	= 0,85 (SK SNI. 3.3.2 - 7.3)
$f_y$	= 320 MPa	$\phi$	= 0,8
$bw$	= 250 mm	$\rho$	= 0,033 = 0,75 . $\rho_b$
$h$	= 400 mm	$\rho_{max}$	= 0,004 = 1,4 / $f_y$
$d'$	= 59,5 mm = 40+10+(0,5 x 19)	$\rho_{min}$	
$d$	= 340,5 mm = $h - d'$		

BALOK	DAERAH	Mu	Mn	be	Mn.1	Rn	KONTROL BALOK T	$\rho$	$\rho_{pakai}$	TARIK			TEKAN		
		(kN.M)	(kN.M)	(mm)	(kN.M)					As perlu (cm <sup>2</sup> )	PAKAI	As ada (cm <sup>2</sup> )	As perlu (cm <sup>2</sup> )	PAKAI	As ada (cm <sup>2</sup> )
as 4. I-M	T. KIRI	129,24	161,550	250	243,418	5,574	T - PALSU	0,0199	0,0199	16,94	6 D-19	17,01	8,47	3 D-19	8,51
	LAPANGAN	58,09	72,613	2000				0,0079	0,0079	6,71	4 D-19	11,34	3,35	2 D-19	5,67
	T. KANAN	128,76	160,950	250	243,418	5,553		0,0198	0,0198	16,87	6 D-19	17,01	8,43	3 D-19	8,51
as 7. M-I	T. KIRI	123,65	154,563	250	243,418	5,332	T - PALSU	0,0189	0,0189	16,10	6 D-19	17,01	8,05	3 D-19	8,51
	LAPANGAN	36,94	46,175	2000				0,0050	0,0050	4,25	2 D-19	5,67	2,13	2 D-19	5,67
	T. KANAN	102,5	128,125	250	243,418	4,420		0,0153	0,0153	13,01	5 D-19	14,18	6,50	3 D-19	8,51
as 7. Q-P	T. KIRI	30,59	38,238	250	243,418	1,319	T - PALSU	0,0042	0,0042	3,58	2 D-19	5,67	1,79	2 D-19	5,67
	LAPANGAN	17,71	22,138	1125				0,0019	0,0040	3,41	2 D-19	5,67	1,70	2 D-19	5,67
	T. KANAN	90,78	113,475	250	243,418	3,915		0,0134	0,0134	11,32	4 D-19	11,34	5,66	2 D-19	5,67

Keterangan Tabel 4.1 :

(3)  $M_u = 1,2MD + 1,6ML$

$M_u = 0,9 MD + ME$

$M_u = 1,05. (MD + 0,75 .ML + ME)$

(4)  $M_n = M_u : \phi$

(5)  $be$  = Ambil yang terkecil

$C = 0,75.(600/(600+f_y)).d$

$a = \beta_1 . C$

$Cc = (0,85.f_c'.a.be) : 1000$

(6)  $M_{n1} = [Cc.(d - a)] : 1000$

(7)  $R_n = M_n . (10^6) : (bw . d^2)$

(8)  $C > \text{Tebal Plat} \rightarrow \text{Balok T asli}$

$C < \text{Tebal Plat} \rightarrow \text{Balok T palsu}$

(9) Kondisi 1 : tumpuan

$\rho = 0,85.(f_c' : f_y).[1-(1-2,353.R_n : f_c')^{0,5}]$

Kondisi 2 : lapangan

$\rho = 0,85.(f_c' : f_y).(be : bw).(a : d)$

(10) Kondisi -1

$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$

$\rho_{pakai} = \rho$

Kondisi - 2

$\rho < \rho_{min}$

$\rho_{pakai} = \rho_{min}$

(11)  $As = \rho . bw . d$

**TABEL 4.1 : PENULANGAN LENTUR BALOK ANAK PELAT LANTAI**

$f_c'$	= 30 MPa	$\beta_1$	= 0,85 (SK SNI. 3.3.2 - 7.3)
$f_y$	= 320 MPa	$\phi$	= 0,8
$b_w$	= 250 mm	$\rho$	= 0,033 = 0,75. $\rho_b$
$h$	= 400 mm	$\rho_{max}$	= 0,004 = 1,4 / $f_y$
$d'$	= 59,5 mm = 40+10+(0,5 x 19)	$\rho_{min}$	
$d$	= 340,5 mm = h - $d'$		

BALOK	DAERAH	Mu	Mn	be	Mn.1	Rn	KONTROL	$\rho$	$\rho_{pakai}$	TARIK			TEKAN		
		(kN.M)	(kN.M)	(mm)	(kN.M)		BALOK T			As perlu (cm <sup>2</sup> )	PAKAI	As ada (cm <sup>2</sup> )	As perlu (cm <sup>2</sup> )	PAKAI	As ada (cm <sup>2</sup> )
as 7. E-I	T. KIRI	117,24	146,550	250	243,418	5,056	T - PALSU	0,0178	0,0178	15,14	6 D-19	17,01	7,57	3 D-19	8,51
	LAPANGAN	47,68	59,600	2000				0,0065	0,0065	5,50	2 D-19	5,67	2,75	2 D-19	5,67
	T. KANAN	102,5	128,125	250	243,418	4,420		0,0153	0,0153	13,01	5 D-19	14,18	6,50	3 D-19	8,51
as G. 5-7	T. KIRI	101,76	127,200	250	243,418	4,388	T - PALSU	0,0152	0,0152	12,90	5 D-19	14,18	6,45	3 D-19	8,51
	LAPANGAN	17,71	22,138	1000				0,0024	0,0040	3,41	2 D-19	5,67	1,70	2 D-19	5,67
	T. KANAN	21,98	27,475	250	243,418	0,948		0,0030	0,0040	3,41	2 D-19	5,67	1,70	2 D-19	5,67
as G. 2-5	T. KIRI	92,78	115,975	250	243,418	4,001	T - PALSU	0,0137	0,0137	11,64	5 D-19	14,18	5,82	3 D-19	8,51
	LAPANGAN	58,09	72,613	1750				0,0079	0,0079	6,70	3 D-19	8,51	3,35	2 D-19	5,67
	T. KANAN	128,76	160,950	250	243,418	5,553		0,0198	0,0198	16,87	6 D-19	17,01	8,43	3 D-19	8,51
as L. 5-8	T. KIRI	86,94	108,675	250	243,418	3,749	T - PALSU	0,0127	0,0127	10,84	4 D-19	11,34	5,42	2 D-19	5,67
	LAPANGAN	43,19	53,988	2000				0,0058	0,0058	4,94	2 D-19	5,67	2,47	2 D-19	5,67
	T. KANAN	49,5	61,875	250	243,418	2,135		0,0070	0,0070	5,94	3 D-19	8,51	2,97	2 D-19	5,67

Keterangan Tabel 4.1 :

(3)  $M_u = 1,2MD + 1,6ML$

$$M_u = 0,9 MD + ME$$

$$M_u = 1,05. (MD + 0,75 .ML + ME)$$

(4)  $M_n = M_u : \phi$

(5)  $b_e =$  Ambil yang terkecil

$$C = 0,75.(600/(600+f_y)).d$$

$$a = \beta_1 . C$$

$$C_c = (0,85.f_c'.a.b_e) : 1000$$

(6)  $M_{n1} = [C_c.(d - \frac{a}{2})] : 1000$

(7)  $R_n = M_n . (10^6) : (b_w . d^2)$

(8)  $C > \text{Tebal Plat} \rightarrow \text{Balok T asli}$   
 $C < \text{Tebal Plat} \rightarrow \text{Balok T palsu}$

(9) Kondisi 1 : tumpuan

$$\rho = 0,85.(f_c' : f_y).[1-(1-(2,353.R_n : f_c'))^{0,5}]$$

Kondisi 2 : lapangan

$$\rho = 0,85.(f_c' : f_y).(b_e : b_w).(a : d)$$

(10) Kondisi -1

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

$$\rho_{pakai} = \rho$$

Kondisi - 2

$$\rho < \rho_{min}$$

$$\rho_{pakai} = \rho_{min}$$

(11)  $A_s = \rho . b_w . d$

**TABEL 4.2 : PENULANGAN LENTUR BALOK ANAK PELAT ATAP**

$f_c'$	= 30 MPa	$\beta_1$	= 0,85 (SK SN1.3.3.2 - 7.3)
$f_y$	= 320 MPa	$\phi$	= 0,8
$bw$	= 250 mm	$\rho$	= 0,033 = 0,75 . $\rho_b$
$h$	= 400 mm	$\rho_{max}$	= 0,004 = 1,4 / $f_y$
$d'$	= 59,5 mm = 40+10+(0,5 x 19)	$\rho_{min}$	
$d$	= 340,5 mm = $h - d'$		

BALOK	DAERAH	Mu	Mn	be	Mn.1	Rn	KONTROL BALOK T	$\rho$	$\rho_{pakai}$	TARIK			TEKAN		
		(kN.M)	(kN.M)	(mm)	(kN.M)					As perlu (cm <sup>2</sup> )	PAKAI	As ada (cm <sup>2</sup> )	As perlu (cm <sup>2</sup> )	PAKAI	As ada (cm <sup>2</sup> )
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
as 4. I-M	T. KIRI	92,71	115,888	250	301,270	3,998	T - PALSU	0,0137	0,0137	11,63	5 D-19	14,18	5,82	3 D-19	8,51
	LAPANGAN	41,67	52,088	2000				0,0057	0,0057	4,85	2 D-19	5,67	2,43	2 D-19	5,67
	T. KANAN	92,37	115,463	250	301,270	3,984		0,0136	0,0136	11,59	5 D-19	14,18	5,79	3 D-19	8,51
as 7. M-I	T. KIRI	88,7	110,875	250	301,270	3,825	T - PALSU	0,0130	0,0130	11,08	4 D-19	11,34	5,54	2 D-19	5,67
	LAPANGAN	26,5	33,125	2000				0,0036	0,0044	3,75	2 D-19	5,67	1,87	2 D-19	5,67
	T. KANAN	73,57	91,963	250	301,270	3,173		0,0106	0,0106	9,04	4 D-19	11,34	4,52	2 D-19	5,67
as 7. Q-P	T. KIRI	21,95	27,438	250	301,270	0,947	T - PALSU	0,0030	0,0044	3,75	2 D-19	5,67	1,87	2 D-19	5,67
	LAPANGAN	14,71	18,388	1125				0,0016	0,0044	3,75	2 D-19	5,67	1,87	2 D-19	5,67
	T. KANAN	65,12	81,400	250	301,270	2,808		0,0093	0,0093	7,93	3 D-19	8,51	3,97	2 D-19	5,67
as G. 5-7	T. KIRI	72,98	91,225	250	301,270	3,147	T - PALSU	0,0105	0,0103	8,77	4 D-19	11,34	4,38	2 D-19	5,67
	LAPANGAN	14,56	18,200	1000				0,0020	0,0044	3,75	2 D-19	5,67	1,87	2 D-19	5,67
	T. KANAN	15,77	19,713	250	301,270	0,680		0,0022	0,0044	3,75	2 D-19	5,67	1,87	2 D-19	5,67
as G. 2-5	T. KIRI	66,56	83,200	250	301,270	2,870	T - PALSU	0,0095	0,0095	8,12	3 D-19	8,51	4,06	2 D-19	5,67
	LAPANGAN	41,67	52,088	1750				0,0057	0,0057	4,85	2 D-19	5,67	2,43	2 D-19	5,67
	T. KANAN	92,37	115,463	250	301,270	3,984		0,0136	0,0136	11,59	5 D-19	14,18	5,79	3 D-19	8,51

Keterangan Tabel 4.2 :

(3)  $Mu = 1,2MD + 1,6ML$

(4)  $Mn = Mu : \phi$

(5)  $be =$  Ambil yang terkecil

$C = 0,75.(600/(600+f_y)).d$

$a = \beta_1 . C$

$Cc = (0,85.f_c'.a.be)/1000$

(6)  $Mn1 = [Cc.(d - a)] : 1000$

$\frac{1}{2}$

(7)  $Rn = Mn . (10^6) : (bw . d^2)$

(8)  $C > \text{Tebal Plat} \rightarrow$  Balok T asli

$C < \text{Tebal Plat} \rightarrow$  Balok T palsu

(9) Kondisi 1 : tumpuan

$\rho = 0,85(f_c' : f_y).[1-(1-(2,353.Rn : f_c'))^{0,5}]$

Kondisi 2 : lapangan

$\rho = 0,85(f_c' : f_y).(be : bw).(a : d)$

(10) Kondisi 1

$\rho_{mi} < \rho < \rho_{ma}$

$\rho = \rho_{pakai}$

Kondisi 2

$\rho < \rho_{min}$

$\rho = \rho_{min}$

(11)  $As = \rho . bw . d$

#### IV.1.2.2 PENULANGAN GESER DAN TORSI

Perencanaan struktur beton dimaksudkan untuk menghindari ragam keruntuhan yang mungkin terjadi akibat beban yang bekerja. Salah satu keruntuhan yang harus dihindari adalah *keruntuhan geser, yang merupakan keruntuhan akibat kombinasi gaya geser, momen lentur dan normal serta torsi.*

Keruntuhan geser ini menyebabkan berkurangnya kekuatan struktur dibawah kapasitas lentur dan sangat mengurangi daktilitas dari struktur. Hal ini yang menyebabkan diperlukannya perencanaan penulangan geser untuk mencegah keruntuhan geser yang dapat terjadi. Penambahan tulangan geser akan meningkatkan kekuatan geser, akan tetapi penulangan geser ini hanya akan menyumbangkan sedikit perlawanan geser sebelum terbentuknya retak miring.

Disain pada penampang beton yang menerima geser harus didasarkan pada :

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

maka tulangan yang tersedia harus memenuhi syarat SK SNI 3.4.5-6 di mana :

$V_u$  = Merupakan gaya geser berfaktor akibat beban luar yang ditinjau pada penampang

$V_n$  = Merupakan kuat geser nominal suatu komponen struktur yang di dapat dari sumbangan kekuatan beton ( $V_c$ ) dan kekuatan tulangan geser ( $V_s$ ).

Besarnya  $V_c$  bervariasi tergantung dari dimensi balok dan mutu beton yang digunakan, sedangkan besarnya  $V_s$  tergantung dari diameter tulangan geser, mutu baja dan jarak pemasangannya.

☐ **SUMBANGAN KEKUATAN GESER BETON :**

- a. Untuk struktur yang hanya dibebani oleh geser dan lentur :

$$V_c = \left( \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots \text{SK SNI 3.4.3.1-1}$$

- b. Untuk struktur yang dibebani tekan aksial :

$$V_c = \left( 1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots \text{SK SNI 3.4.3.1-2}$$

besarnya  $N_u / A_g$  dalam MPa.

- c. Untuk struktur yang dibebani gaya tarik aksial yang cukup besar :

$$V_c = 0$$

☐ **KRITERIA DESIGN GESER DAN LENTUR :**

Kategori design kekuatan geser dan lentur saja menurut SK SNI adalah sebagai berikut :

- a. Jika  $V_u < \frac{1}{2} \phi \cdot V_c$  maka tulangan geser tidak diperlukan dan hanya dipasang praktis  $\dots\dots\dots$  SK SNI 3.4.5 - 5.1

- b. Jika  $\frac{1}{2} \phi V_c < V_u < \phi V_c$  , maka hanya dipasang tulangan geser minimum saja.

$$A_v = \frac{b_w \cdot s}{3 \cdot f_y} \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.4.5 - 5.3}$$

c. Jika  $V_u > \phi V_c$  , maka dipasang tulangan geser dengan luas tulangan :

$$A_v = \frac{(V_u - \phi V_c) \cdot s}{\phi \cdot f_y \cdot d} \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.4.5 - 5.5}$$

### **LANGKAH - LANGKAH PERENCANAAN :**

1. Tentukan gaya geser terfaktor  $V_u$  pada penampang kritis.
2. Untuk suatu penampang kritis, hitung kekuatan geser beton  $V_c$ .
3. Periksa :

$$\frac{V_u}{\phi} \leq \left( V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \right) \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.4.5 - 6.8}$$

dimana :

$$\phi = 0,60 \text{ (untuk geser)} \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.2.3 - 3}$$

Jika persamaan diatas tidak dipenuhi maka penampang harus diperbesar

4. Jika  $\frac{1}{2} \phi V_c < V_u < \phi V_c$  , gunakan tulangan geser minimum.

$$A_v = \frac{b_w \cdot s}{3 \cdot f_y} \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.4.5 - 5.3}$$

5. Jika  $V_u > \phi V_c$  , maka dipasang tulangan geser dengan luas tulangan

$$A_v = \frac{(V_u - \phi V_c) \cdot s}{\phi \cdot f_y \cdot d} \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.4.5 - 5.5}$$

6. Periksa jarak maksimum tulangan geser

$$S \leq \frac{d}{2} \leq 600 \text{ mm.}$$

$$\text{Jika } V_s > \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$

$$S \leq \frac{d}{4} \leq 300 \text{ mm}$$



**Contoh Perhitungan 4.3 :**

Suatu balok anak As.4 I-M bentang 8 m pada lantai 7 dan 8, dengan  $V_u$  (gaya geser berfaktor) pada tumpuan kiri (SK SNI. 3.2.2 - 1) sebesar 100184,8 Newton. Rencanakan penulangan geser pada balok tersebut dengan menggunakan mutu baja  $f_y = 320$  MPa dan mutu beton  $f_c' = 30$  MPa.

**Penyelesaian :**

## 1. Ditentukan dimensi balok :

$$\text{lebar ( } b_w \text{ )} = 250 \text{ mm}$$

$$\text{tinggi ( } h \text{ )} = 400 \text{ mm}$$

$$\text{tebal pelindung beton} = 40 \text{ mm} \quad \text{..... SK SNI. 3.16.7}$$

$$d = 400 - 40 - 10 - (19/2) = 340,5 \text{ mm.}$$

$$2. V_u \text{ geser pada penampang kritis} = 9035,61 \text{ kg} = 90355,1 \text{ N}$$

$$\text{..... SK SNI. 3.4.1}$$

3. Kekuatan geser yang disumbangkan oleh beton ( $V_c$ )

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \cdot b_w \cdot d \quad \text{..... SK SNI. 3.4.3 - 1.1}$$

$$= \frac{\sqrt{30}}{6} \cdot 250 \cdot 340,5 = 77708,14 \text{ N}$$

## 4. Tinjau apakah penampang memenuhi syarat :

$$\frac{V_u}{\phi} \leq \left( V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \right) \quad \text{..... SK SNI. 3.4.5 - 6.8}$$

$$\phi = 0,6 \quad (\text{untuk geser}) \quad \text{..... SK SNI. 3.2.3 - 3}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{90356,1}{0,6} = 150593,5 \text{ N.}$$

$$\left( V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \right) = \left( 77708,14 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{30} \cdot 250 \cdot 340,5 \right) \\ = 388540,69 \text{ N.}$$

Jadi ukuran penampang memadai.

5. Pada daerah sepanjang  $d$  dari muka kolom :

Diperlukan tulangan geser yang memenuhi persyaratan di bawah ini :

$$\frac{V_u}{\phi} \leq 0,5 \cdot V_c + V_s \quad \text{.....} \quad \text{SK SNI. 3.14.19 -10.1}$$

$$V_s \leq 150593,5 - (0,5 \cdot 77708,14) = 114151,07 \text{ N.}$$

digunakan sengkang tertutup  $\phi 10$  yang tegak lurus tulangan longitudinal

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S} \\ S = \frac{(2 \cdot 0,25 \cdot \pi 10^2) \cdot 320 \cdot 340,5}{114151,07} = 149,94 \text{ mm.}$$

Kontrol jarak spasi maksimum sengkang pada daerah sepanjang  $d$  dari muka kolom :

$$S \leq \frac{d}{2} \leq 300 \text{ mm.}$$

$$\frac{d}{2} = \frac{340,5}{2} = 85 \text{ mm (menentukan)}$$

6. Pada daerah diluar  $d$  dari muka kolom :

Diperlukan tulangan geser yang memenuhi persyaratan di bawah ini :

$$\frac{V_u}{\phi} \leq V_c + V_s \quad \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.4.1 - 1}$$

$$V_s \geq 150593 - 77708,14 = 72885,36 \text{ N.}$$

digunakan sengkang tertutup D.10 yang tegak lurus tulangan longitudinal

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S}$$

$$S = \frac{(2 \cdot 0,25 \cdot \pi 10^2) \cdot 320 \cdot 340,5}{72885,36} = 234,83 \text{ mm.}$$

Tinjauan pembatasan jarak maksimum ..... SK SNI. 3.4.5 - 4

$$\frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{30} \cdot 250 \cdot 340,5 = 155416,27 \text{ N.}$$

$$\frac{V_u}{\phi} - V_c = 150593,5 - 77708,14 = 72885,56 \text{ N.}$$

$$\frac{V_u}{\phi} - V_c < \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad \text{maka :}$$

$$S_{\text{mak}} = \frac{d}{2} = \frac{340,5}{2} = 170,3 \text{ mm.} \quad (\text{menentukan})$$

Jadi :

Pada daerah sejarak  $d$  dari muka kolom dipasang : D.10 - 80 mm.

Pada daerah diluar  $d$  dari muka kolom dipasang : D.10 - 150 mm

## □ PERENCANAAN GESER TORSI

Seringkali elemen struktur tidak hanya dibebani oleh geser dan lentur saja, tetapi juga menerima beban torsi. Contoh yang paling mudah dijumpai adalah balok-balok tepi penahan pelat. Balok ini selain menerima geser, lentur juga menerima torsi.

### **LANGKAH-LANGKAH PERENCANAAN :**

1. Tentukan besarnya torsi akibat beban terfaktor ( $T_u$ ) dan tentukan letak penampang kritis yang terletak sejauh  $d$  dari muka tumpuan (SK SNI.3.4.6 -4)
2. Hitung kuat torsi nominal dari penampang :

$$T_c = \frac{(\sqrt{f_c'} / 15) \cdot \sum x^2 \cdot y}{\sqrt{1 + [(0,4 \cdot V_u) / (C_t \cdot T_u)]^2}} \quad \text{..... SK SNI. 3.4.6 - 6.1}$$

di mana :

$$C_t = \frac{b_w \cdot d}{\sum x^2 \cdot y}$$

Jika  $\frac{T_u}{\phi} < T_c$  *hitung tulangan torsi minimum*

Jika  $\frac{T_u}{\phi} > T_c$  *hitung tulangan torsi yang diperlukan*

3. Hitung tulangan torsi yang dibutuhkan :

$$\frac{T_u}{\phi} \leq T_n$$

$$T_n = T_s + T_c$$

Jika  $\frac{T_u}{\phi} > 5 \cdot T_c \longrightarrow$  Perbesar penampang yang digunakan

SK SNI. 3.4.6 - 9.4

$$\frac{A_t}{S} = \frac{T_s}{\alpha_t \cdot X_1 \cdot Y_1 \cdot f_y} \quad \text{SK SNI. 3.4.6 - 9.1}$$

di mana :

$$\alpha_t = \frac{[2 + (Y_1 / X_1)]}{3}$$

$X_1$  = lebar teras penampang

$Y_1$  = tinggi teras penampang

$A_t$  = luas satu kaki sengkang

4. Hitung tulangan geser yang diperlukan :

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{f_y \cdot d} = \frac{(V_u / \phi - V_c)}{f_y \cdot d}$$

di mana :

$$V_c = \frac{\left( \sqrt{f_c'} / 6 \right) \cdot b_w \cdot d}{\sqrt{1 + (2,5 \cdot C_t \cdot T_u / V_u)^2}} \quad \text{SK SNI. 3.4.3 - 1.4}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

5. Cari luas total sengkang untuk gabungan torsi dan geser ( $A_{v,t}$ ) :

$$\frac{A_{v,t}}{S} = 2 \cdot \frac{A_t}{S} + \frac{A_v}{S}$$

6. Cari tulangan longitudinal yang diperlukan : (SK SNI. 3.4.6 - 9.3)

$$A_l = 2 \cdot \frac{A_t}{S} \cdot (X_1 \cdot Y_1)$$

$$A_l^* = \left[ \frac{2,8 \cdot X}{f_y} \cdot \left( \frac{T_u}{T_u + (V_u / 3 \cdot C_t)} \right) - 2 \cdot \frac{A_t}{S} \right] \cdot (X_1 \cdot Y_1)$$

Perencanaan Struktur Gedung ADISTANA TOWER - A dengan Daktilitas Pemuh

di mana :

$$A_l^* \leq \left[ \frac{2,8 \cdot X}{f_y} \cdot \left( \frac{T_u}{T_u + (V_u / 3 \cdot C_1)} \right) - \frac{b_w}{3 \cdot f_y} \right] \cdot (X_1 \cdot Y_1)$$

7. Aturlah tulangan yang telah didapat dengan aturan sebagai berikut :

$$- S \leq \frac{X_1 + Y_1}{4} \leq 300 \quad \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.4.6 - 8.2}$$

di mana :  $X_1$  dan  $Y_1$  adalah lebar dan tinggi teras penampang.

- Jarak tulangan longitudinal dengan diameter tidak kurang dari D-12 dan disebarkan disekeliling perimeter sengkang tertutup. Paling tidak pada setiap sudut sengkang tertutup harus disediakan satu tulangan
- Paling tidak pada setiap sudut sengkang tertutup harus ditempatkan satu batang tulangan longitudinal.
- Tulangan torsi harus disediakan paling tidak sejarak  $(b + d)$  di luar titik teoritis yang diperlukan.

**Contoh Perhitungan 4.4 :**

Suatu balok anak As.7 I-M bentang 8 m pada lantai 7 dan 8 , dengan  $V_u$  (gaya geser berfaktor) pada tumpuan kiri sebesar 9682,28 kg. dan momen torsi berfaktor  $T_u$  sebesar 1571,72 kg.m. Rencanakan penulangan yang diperlukan balok terhadap interaksi geser dan torsi, dengan menggunakan mutu baja  $f_y = 320$  MPa dan mutu beton  $f_c' = 30$  MPa.

**Penyelesaian :****1. Ditentukan dimensi balok :**

$$\text{lebar (bw)} = 250 \text{ mm}$$

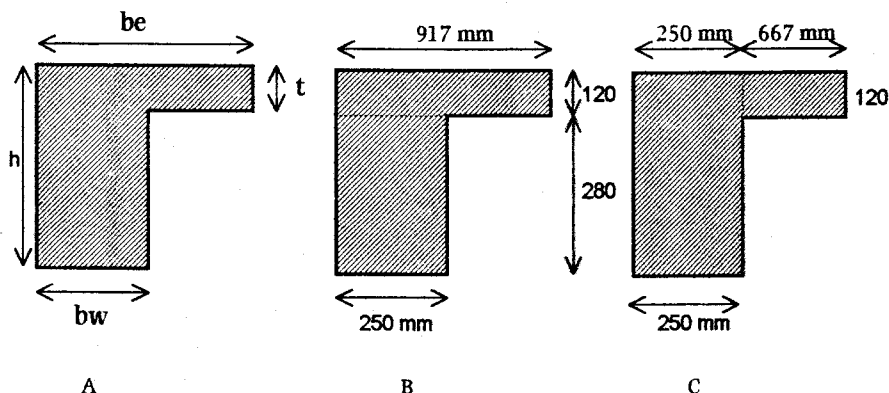
$$\text{tinggi (h)} = 400 \text{ mm}$$

$$\text{tebal pelindung beton} = 40 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.16.7}$$

$$d = 400 - 40 - 10 - (19/2) = 340,5 \text{ mm.}$$

$$V_u \text{ pada penampang kritis} = 87305,3 \text{ N}$$

Mencari lebar efektif balok  $L$  :



$$b_e \leq \frac{1}{12}L + b_w = \left(\frac{1}{12} \cdot 8000\right) + 250 = 917 \text{ mm}$$

$$b_e \leq 6.t + b_w = (6 \cdot 120) + 250 = 970 \text{ mm.}$$

$$\text{Kondisi B : } \Sigma x^2.y = (250^2 \cdot 280) + (120^2 \cdot 917) = 30704800 \text{ mm}^3$$

$$\text{Kondisi C : } \Sigma x^2.y = (250^2 \cdot 400) + (120^2 \cdot 667) = 34604800 \text{ mm}^3$$

diambil yang terbesar  $\Sigma x^2.y = 34604800 \text{ mm}^3$ .

2. Tulangan torsi yang diperlukan :

$$T_c = \frac{(\sqrt{f_c'} / 15) \cdot \Sigma x^2.y}{\sqrt{1 + [(0,4 \cdot V_u) / (C_t \cdot T_u)]^2}} \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.4.6 - 6.1}$$

di mana :

$$\begin{aligned} C_t &= \frac{b_w \cdot d}{\Sigma x^2.y} \\ &= \frac{250 \cdot 340,5}{34604800} = 0,0024599 \quad \text{maka ,} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_c &= \frac{(\sqrt{30} / 15) \cdot 34604800}{\sqrt{1 + [(0,4 \cdot 87305,3) / (0,0024599 \cdot 15717200)]^2}} \\ &= 9377011,84 \text{ Nmm.} \end{aligned}$$

$$\frac{T_u}{\phi} = \frac{15717200}{0,6} = 26195333,3 \text{ Nmm} > T_c = 9377011,84 \text{ Nmm.}$$

$$T_s = \frac{T_u}{\phi} - T_c = 26195333,3 - 9377011,84 = 16818321,46 \text{ Nmm}$$

dipakai sengkang D.10 mm, pelindung beton 40 mm.

$$\begin{aligned} X_1 &= b_w - 2.d' - d \\ &= 250 - (2 \cdot 40) - 10 = 160 \text{ mm.} \end{aligned}$$



$$Y_1 = h - 2.d' - d$$

$$= 400 - (2 \cdot 40) - 10 = 310 \text{ mm.}$$

$$\frac{A_t}{S} = \frac{T_s}{\alpha_t \cdot X_1 \cdot Y_1 \cdot f_y}$$

di mana :

$$\alpha_t = \frac{[2 + (Y_1 / X_1)]}{3} = \frac{[2 + (310 / 160)]}{3} = 1,31 < 1,5$$

$$\frac{A_t}{S} = \frac{16818321,46}{1,31 \cdot 160 \cdot 310 \cdot 320} = 0,8089 \text{ mm.}$$

3. Tulangan geser yang diperlukan :

$$V_c = \frac{\left( \sqrt{f_c'} / 6 \right) \cdot b_w \cdot d}{\sqrt{1 + (2,5 \cdot C_t \cdot T_u / V_u)^2}} \quad \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.4.3 - 1.4}$$

$$= \frac{\left( \sqrt{30} / 6 \right) \cdot 250 \cdot 340,5}{\sqrt{1 + (2,5 \cdot 0,0024599 \cdot 15717200 / 87305,3)^2}} = 52087,46 \text{ N.}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{87305,3}{0,6} = 145508,8 \text{ N} \quad > \quad V_c = 52087,46 \text{ N.}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$= 145508,8 - 52087,46 = 93421,335 \text{ N.}$$

$$V_s \geq 93421,335 \text{ N.}$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{f_y \cdot d} = \frac{93421,335}{320 \cdot 340,5} = 0,8574 \text{ mm.}$$

4 Luas total sengkang akibat geser dan torsi :

$$\frac{A_{v,t}}{S} = 2 \cdot \frac{A_t}{S} + \frac{A_v}{S} = (2 \cdot 0,8089) + 0,8574 = 2,475 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{2 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 10^2}{2,4752} = 64 \text{ mm.}$$

Digunakan sengkang D.10 - 50 mm.

5. Luas tulangan longitudinal : ..... SK SNI. 3.4.6 - 9.3

$$A_l = 2 \cdot \frac{A_t}{S} \cdot (X_1 \cdot Y_1)$$

$$A_l = 2 \cdot 0,8089 \cdot (160 + 310) = 760,37 \text{ mm}^2$$

$$A_l^* = \left[ \frac{2,8 \cdot X}{f_y} \cdot \left( \frac{T_u}{T_u + (V_u / 3 \cdot C_t)} \right) - 2 \cdot \frac{A_t}{S} \right] \cdot (X_1 \cdot Y_1)$$

$$\begin{aligned} A_l^* &= \left[ \frac{2,8 \cdot 250}{320} \cdot \left( \frac{15717200}{15717200 + (87305,3 / 3 \cdot 2,46E-3)} \right) - 2 \cdot 0,8089 \right] \\ &\cdot (160 + 310) \\ &= 173,87 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

dimana :

$$A_l^* \leq \left[ \frac{2,8 \cdot X}{f_y} \cdot \left( \frac{T_u}{T_u + (V_u / 3 \cdot C_t)} \right) - \frac{b_w}{3 \cdot f_y} \right] \cdot (X_1 \cdot Y_1)$$

$$\begin{aligned} A_l^* &\leq \left[ \frac{2,8 \cdot 250}{320} \cdot \left( \frac{15717200}{15717200 + (87305,3 / 3 \cdot 2,46E-3)} \right) - \frac{250}{3 \cdot 320} \right] \\ &(160 + 310) \end{aligned}$$

$$A_l^* \leq 464,2 \text{ mm}^2$$

$A_l$  perlu = 760,37 mm<sup>2</sup>, ( dibagi rata menjadi tiga bagian )

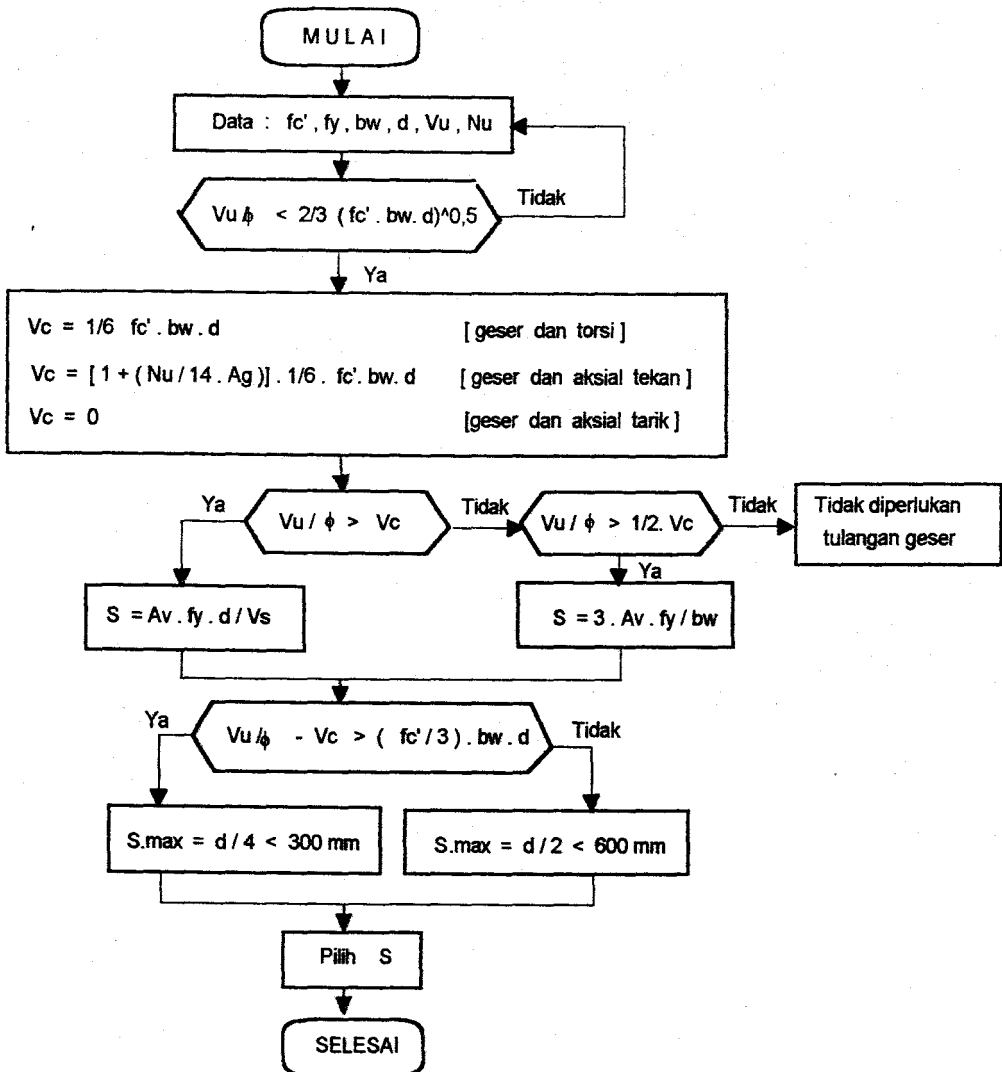
$$A_s = \frac{760,37}{3} = 253,46 \text{ mm}^2$$

dipasang tulangan longitudinal 2 D.19 (  $A_s = 567 \text{ mm}^2$  )

6. Jarak antar tulangan longitudinal  $< 300 \text{ mm}$  ..... SK SNI. 3.4.6 - 8.2

$$\text{Jarak tulangan longitudinal} = \frac{400 - (2 \cdot 40) - (2 \cdot 10) - (2 \cdot 19)}{2} = 131 \text{ mm}$$

## DIAGRAM ALIR PERENCANAAN GESER



**TABEL 4.3 : PENULANGAN GESER BALOK ANAK PELAT LANTAI 1, 2, 3**

$f_c' = 30 \text{ MPa}$   
 $f_y = 320 \text{ MPa}$   
 $b_w = 250 \text{ mm}$   
 $h = 400 \text{ mm}$   
 $d' = 59,5 \text{ mm} = 40 + 10 + (0,5 \times 19)$   
 $d = 340,5 \text{ mm} = h - d'$   
 Diameter Sengkang = 10 mm

$A_v \text{ begel} = 157,1 \text{ mm}^2$   
 $\phi = 0,6 \text{ (SK SNI. 3.2.3 - 3)}$   
 Daerah A = Daerah sepanjang d dari muka kolom  
 Daerah B = Daerah di luar jarak d dari muka kolom

BENTANG	$V_u$ (kN)	$V_c$ (kN)	KONTROL PENAMPANG	DAERAH A			DAERAH B		
				$V_{s1}$ (kN)	S (mm)	DIPAKAI SENGKANG 90	$V_{s2}$ (kN)	S (mm)	DIPAKAI SENGKANG 90
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
as 4. I-M	88,819	77,708	388,541	109,178	157	D10 - 80	70,324	243	D10 - 150
as 7. M-I	85,809	77,708	388,541	104,161	164	D10 - 80	65,307	262	D10 - 150
as 7. Q-P	64,296	77,708	388,541	68,306	251	D10 - 80	29,452	581	D10 - 150
as 7. E-I	76,293	77,708	388,541	88,301	194	D10 - 80	49,447	346	D10 - 150
as G. 5-7	25,903	77,708	388,541	4,318	3965	D10 - 80	-34,536		D10 - 150
as G. 2-5	85,830	77,708	388,541	104,196	164	D10 - 80	65,342	262	D10 - 150
as L. 5-8	80,830	77,708	388,541	95,863	179	D10 - 80	57,009	300	D10 - 150

Keterangan Tabel 4.3, 4.4, 4.5 :

- (2)  $V_u$  = Geser pada penampang kritis  
 (3)  $V_c = [((f_c')^{0,5/6} \cdot b_w \cdot d) : 1000]$   
 (4)  $V_u < [(V_c + (2/3) \cdot (f_c' \cdot b_w \cdot d)^{0,5}) : 1000] \cdot \phi \rightarrow$  Memenuhi syarat  
 (5)  $V_{s1} = (V_u : \phi) - V_c$   
 (6)  $S = (A_v \cdot f_y \cdot d) : (V_{s1} \cdot 1000)$

- (7) Untuk daerah sepanjang d dari muka kolom jarak begel diambil yang terkecil dari : [SK SNI. 3.14.9-3.3b]

- S  
 -  $d / 4 = 85 \text{ mm}$   
 -  $10 \times$  diameter tulangan utama balok = 190 mm  
 -  $24 \times$  diameter tulangan begel = 240 mm  
 - 300 mm

- (8)  $V_{s2} = (V_u / \phi) - (0,5 \cdot V_c)$

- (9)  $S = (A_v \cdot f_y \cdot d) : (V_{s2} \cdot 1000)$

- (10) Untuk daerah diluar jarak d dari muka kolom jarak begel diambil yang terkecil dari : [SK SNI. 3.4.5 - 4]

- S  
 -  $d / 2 = 170 \text{ mm}$   
 - 600 mm

**TABEL 4.4 : PENULANGAN GESER BALOK ANAK PELAT LANTAI 4, 5, 6**

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 320 \text{ MPa}$$

$$b_w = 250 \text{ mm}$$

$$h = 400 \text{ mm}$$

$$d' = 59,5 \text{ mm} = 40 + 10 + (0,5 \times 19)$$

$$d = 340,5 \text{ mm} = h - d'$$

$$\text{Diameter Sengkang} = 10 \text{ mm}$$

$$A_v \text{ begel} = 157,1 \text{ mm}^2$$

$$\phi = 0,6 \quad (\text{SK SNI. 3.2.3 - 3})$$

$$\text{Daerah A} = \text{Daerah sepanjang } d \text{ dari muka kolom}$$

$$\text{Daerah B} = \text{Daerah di luar jarak } d \text{ dari muka kolom}$$

BENTANG	Vu (kN)	Vc (kN)	KONTROL PENAMPANG	DAERAH A			DAERAH B		
				Vs.1 (kN)	S (mm)	PAKAI SENGKANG 90 °	Vs.2 (kN)	S (mm)	PAKAI SENGKANG 90 °
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
as 4. I-M	89,594	77,708	388,541	110,469	155	D10 - 80	71,615	239	D10 - 150
as 7. M-I	86,564	77,708	388,541	105,419	162	D10 - 80	66,565	257	D10 - 150
as 7. Q-P	65,459	77,708	388,541	70,244	244	D10 - 80	31,390	545	D10 - 150
as 7. E-I	76,961	77,708	388,541	89,414	191	D10 - 80	50,560	339	D10 - 150
as G. 5-7	26,637	77,708	388,541	5,541	3089	D10 - 80	-33,313		D10 - 150
as G. 2-5	86,705	77,708	388,541	105,654	162	D10 - 80	66,800	256	D10 - 150
as L. 5-8	81,664	77,708	388,541	97,253	176	D10 - 80	58,399	293	D10 - 150

**TABEL 4.5 : PENULANGAN GESER BALOK ANAK PELAT LANTAI 7, 8**

BENTANG	Vu (kN)	Vc (kN)	KONTROL PENAMPANG	DAERAH A			DAERAH B		
				Vs.1 (kN)	S (mm)	PAKAI SENGKANG 90 °	Vs.2 (kN)	S (mm)	PAKAI SENGKANG 90 °
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
as 4. I-M	90,356	77,708	388,541	111,739	153	D10 - 80	72,885	235	D10 - 150
as 7. M-I	87,305	77,708	388,541	106,654	160	D10 - 80	67,800	252	D10 - 150
as 7. Q-P	66,601	77,708	388,541	72,148	237	D10 - 80	33,294	514	D10 - 150
as 7. E-I	77,656	77,708	388,541	90,573	189	D10 - 80	51,719	331	D10 - 150
as G. 5-7	27,346	77,708	388,541	6,723	2546	D10 - 80	-32,131		D10 - 150
as G. 2-5	87,565	77,708	388,541	107,088	160	D10 - 80	68,234	251	D10 - 150
as L. 5-8	80,830	77,708	388,541	95,863	179	D10 - 80	57,009	300	D10 - 150

**TABEL 4.6 : PENULANGAN GESER BALOK ANAK PELAT ATAP**

$f_c'$	=	30	MPa	$A_v$ begel	=	157,1	mm <sup>2</sup>
$f_y$	=	320	MPa	$\phi$	=	0,6	(SK SNI. 3.2.3 - 3)
$b_w$	=	250	mm	Daerah A	=	Daerah sepanjang d dari muka kolom	
$h$	=	400	mm	Daerah B	=	Daerah di luar jarak d dari muka kolom	
$d'$	=	59,5	mm	$= 40 + 10 + (0,5 \times 19)$			
$d$	=	340,5	mm	$= h - d'$			
Diameter Sengkang	=	10	mm				

BENTANG	$V_u$ (kN)	$V_c$ (kN)	KONTROL PENAMPANG	DAERAH A			DAERAH B		
				$V_{s1}$ (kN)	$S$ (mm)	DIPAKAI SENGKANG 90 °	$V_{s2}$ (kN)	$S$ (mm)	PAKAI SENGKANG 90 °
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
as 4. I-M	73,030	77,708	388,541	82,863	207	D10 - 80	44,009	389	D10 - 150
as 7. M-I	85,809	77,708	388,541	104,161	164	D10 - 80	65,307	262	D10 - 150
as 7. Q-P	64,296	77,708	388,541	68,306	251	D10 - 80	29,452	581	D10 - 150
as G. 5-7	25,903	77,708	388,541	4,318	3965	D10 - 80	-34,536		D10 - 150
as G. 2-5	85,830	77,708	388,541	104,196	164	D10 - 80	65,342	262	D10 - 150

Keterangan Tabel 4.6 :

- (2)  $V_u$  = Geser pada penampang kritis  
(3)  $V_c = [((f_c')^{0,5/6}) \cdot b_w \cdot d] : 1000$   
(4)  $V_u < [(V_c + (2/3) \cdot (f_c' \cdot b_w \cdot d)^{0,5}) : 1000] \cdot \phi \longrightarrow$  Memenuhi syarat  
(5)  $V_{s1} = (V_u : \phi) - V_c$   
(6)  $S = (A_v \cdot f_y \cdot d) : (V_{s1} \cdot 1000)$

(7) Diambil terkecil dari :

- $S$
- $d : 4$
- $10 \times$  diameter tulangan utama balok = 85 mm
- $24 \times$  diameter tulangan sengkang (begel) = 190 mm
- 300 mm

(8)  $V_{s2} = (V_u : \phi) - (0,5 \cdot V_c)$

(9)  $S = (A_v \cdot f_y \cdot d) : (V_{s2} \cdot 1000)$

(10) Diambil yang terkecil dari :

- $S$
- $d / 2 = 170$  mm
- 600 mm

## IV.2. PERENCANAAN TANGGA

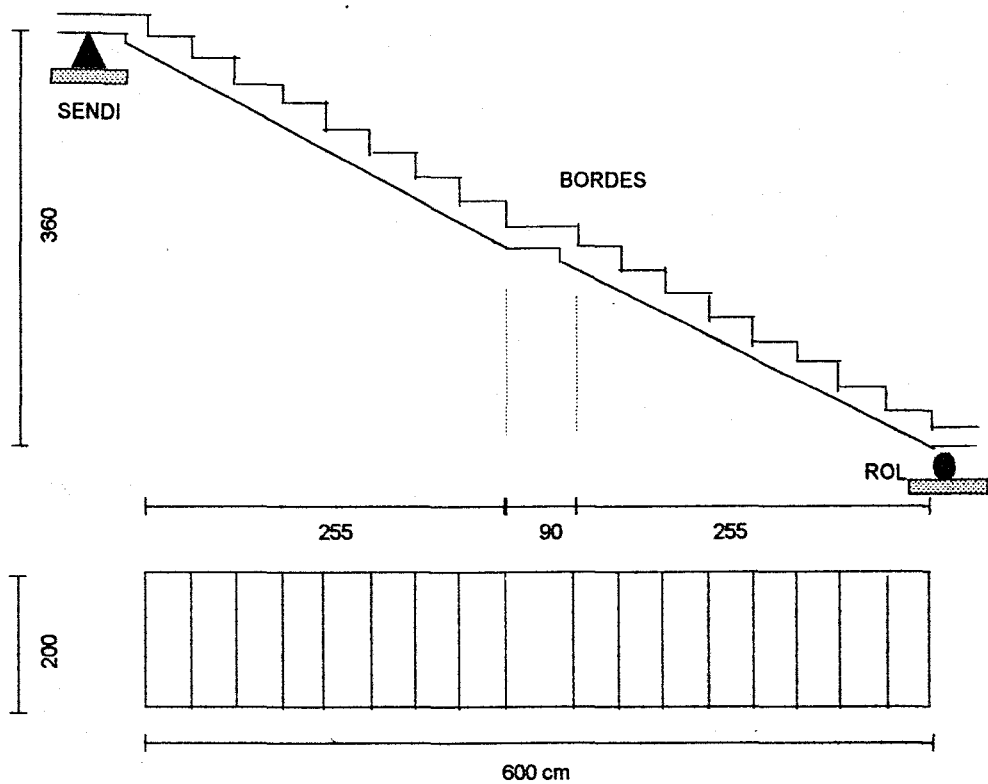
Dalam perencanaan ini hanya terdapat satu type tangga. Dalam perencanaan tangga dianalisa dengan memodelkan struktur tangga sebagai elemen shell. Struktur tangga ini direncanakan dengan tumpuan pada ujungnya yaitu tertumpu sendi pada bagian atas dan tertumpu rol pada bagian bawah.

### IV.2.1 DATA PERENCANAAN TANGGA

Data-data perencanaan tangga adalah sebagai berikut :

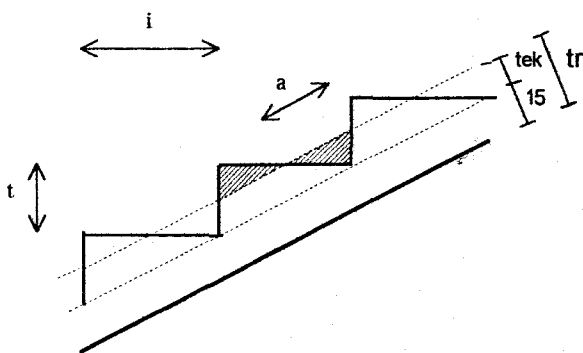
- Perbedaan elevasi lantai : 360 cm
- Lebar tangga : 200 cm
- Tebal pelat dasar tangga : 15 cm
- Tinggi injakan ( t ) : 20 cm
- Lebar injakan ( i ) : 30 cm
- Kemiringan tangga  $\alpha$  :  $\text{arc. tg } \frac{360}{540} = 33,69^\circ$
- Jumlah injakan ( n ) :  $\frac{360}{20} = 18$  buah injakan
- Jarak horisontal :  $[(18 - 1) \times 30] + 90 = 600$  cm





Gambar 4.11 : DENAH RENCANA TANGGA

Tebal pelat rata-rata (  $tr$  ) :



Gambar 4.12 : PENENTUAN TEBAL PELAT RATA-RATA

$$a = \sqrt{\left(\frac{t}{2}\right)^2 + \left(\frac{i}{2}\right)^2} = \sqrt{10^2 + 15^2} = 18,03 \text{ cm}$$

$$\text{Luas segitiga} = 1/2 \cdot a \cdot t_{ek}$$

$$1/2 \cdot a \cdot t_{ek} = 1/2 \cdot (30/2) \cdot (20/2)$$

$$t_{ek} = 8,32 \text{ cm.}$$

Tebal pelat rata-rata = tebal pelat dasar tangga + tebal ekivalen

$$= 15 + 8,32 = 23,32 \text{ cm}$$

## IV.2.2 PEMBEBANAN

### PELAT TANGGA ( t = 23,32 cm )

a. Beban Mati :

$$\text{- Berat sendiri } ( 0,2332 \times 2400 ) / \cos 33,69 = 672,651 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- Tegel dan spesi } [ 3 \times ( 24 + 21 ) ] = 135 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- Berat sandaran} = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Total beban mati ( DL )} = 857,651 \text{ kg/m}^2$$

$$b. \text{ Beban Hidup ( LL )} = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban total berfaktor } U = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

$$= ( 1,2 \times 857,651 ) + ( 1,6 \times 300 ) = 509,181 \text{ kg/m}^2$$

**PELAT BORDES (  $t = 15 \text{ cm}$  )****a. Beban Mati :**

$$\text{- Berat sendiri ( } 0,15 \times 2400 \text{ )} = 360 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- Tegel dan spesi [ } 3 \times ( 24 + 21 ) \text{ ]} = 135 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Total beban mati} = 495 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{b. Beban Hidup (LL)} = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban total berfaktor } U = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

$$= ( 1,2 \times 495 ) + ( 1,6 \times 300 )$$

$$= 1074 \text{ kg/m}^2$$

**IV.2.3 PERHITUNGAN GAYA DALAM**

Untuk mendapatkan gaya-gaya dalam dari tangga, dipakai program bantu SAP '90, dengan memodelkan pelat tangga sebagai elemen shell. Perletakan tangga dibuat perletakan sendi-sendi. Hal ini dimaksudkan agar unsur sekunder hanya bersifat membebani struktur utama tanpa mempengaruhi kekakuannya.

#### IV.2.4. PERHITUNGAN PENULANGAN TANGGA

##### □ PENULANGAN LENTUR

- Tebal pelat tangga = 15 cm
- Tulangan pokok = Bordes [ D.19 = 2,835 cm<sup>2</sup> ]  
= Anak tangga [ D.25 = 4,908 cm<sup>2</sup> ]
- d.bordes = 150 - 20 - ( 0,5 x 19 ) = 120,5 mm
- d.anak tangga = 150 - 20 - (0,5 x 0,25) = 117,5 mm
- Mutu beton =  $f_c' = 30$  MPa
- Mutu baja = U32  $\Rightarrow f_y = 32$  MPa
- Penutup beton = 20 mm ..... SK SNI. 3.16.7 - 1.C

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b$$

$$= 0,75 \left[ \frac{0,85 f_c' \beta_1}{f_y} \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \right]$$

$$= 0,75 \left[ \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{320} \cdot \left( \frac{600}{600 + 320} \right) \right]$$

$$= 0,033$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$= \frac{1,4}{320} = 0,004375$$

Dari analisa program software SAP '90 diperoleh :

$$Mu (+) = 8570,2 \text{ kg.m} \quad (\text{pada anak tangga})$$

$$Mu (+) = 2515,8 \text{ kg.m} \quad (\text{pada bordes})$$

Penulangan di daerah bordes :

$$\begin{aligned} Mu &= 2515,8 \text{ kg.m} \\ &= 25158000 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 1. M_n &= \frac{M_u}{\phi} \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.2.3 - 2} \\ &= \frac{25158000}{0,8} = 31447500 \text{ Nmm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. C_{\max} &= 0,75 \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \cdot d \\ &= 0,75 \cdot \left( \frac{600}{600 + 320} \right) \cdot 120,5 = 58,94 \text{ mm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3. a_{\max} &= \beta_1 \cdot C_{\max} \\ &= 0,85 \times 58,94 = 50,099 \text{ mm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{c,\max} &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a_{\max} \cdot b \\ &= 0,85 \times 30 \times 50,099 \times 1000 = 1277524,5 \text{ N.} \end{aligned}$$

4. Besarnya momen yang dapat dipikul tulangan tarik :

$$\begin{aligned} M_{n1} &= C_{c,\max} \cdot \left( d - \frac{a_{\max}}{2} \right) \\ &= 1277524,5 \cdot \left( 120,5 - \frac{50,099}{2} \right) = 121940352,3 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

5. Karena  $M_{n1} > M_n$

Maka dianalisa dengan balok persegi tulangan tunggal

$$\begin{aligned} 6. R_n &= \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \\ &= \frac{25158000}{0,8 \cdot 1000 \cdot 120,5^2} = 2,166 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 7. \rho &= \frac{0,85 f_c'}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 30}{320} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2,166}{0,85 \cdot 30}} \right) \\ &= 0,007 \end{aligned}$$

8. Periksa terhadap rasio tulangan maksimum dan minimum :

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \cdot \frac{0,85 f_c' \beta_1}{f_y} \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.3.3 - 3} \\ &= 0,040 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.3.5 - 1} \\ &= \frac{1,4}{320} = 0,004 \end{aligned}$$

Sehingga  $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$$\begin{aligned} 9. A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,007 \times 1000 \times 120,5 = 843,34 \text{ mm}^2 \\ &\text{dipasang tulangan ( D.19 - 300 = 945 mm}^2 \text{ )} \end{aligned}$$

$$10. A_s' = 0,5 \cdot \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,5 \times 0,007 \times 1000 \times 120,5 = 421,67 \text{ mm}^2$$

$$\text{dipasang tulangan ( D.14 - 300 = 513 \text{ mm}^2 )}$$

*Kontrol spasi maksimum ( SK SNI 3.6.4 - 1 ) :*

$$S_{\text{max}} = 2 \times t$$

$$= 2 \times 15 = 30 \text{ cm.}$$

$$S_{\text{bawah}} \text{ terpasang} = 30 \text{ cm} = S_{\text{max}} = 30 \text{ cm} \dots \text{ok}$$

$$S_{\text{atas}} \text{ terpasang} = 30 \text{ cm} = S_{\text{max}} \dots \text{ok}$$

Penulangan di daerah anak tangga :

$$\begin{aligned} M_u &= 8570,2 \quad \text{kg.m} \\ &= 85702000 \quad \text{N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 1. M_n &= \frac{M_u}{\phi} \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.2.3 - 2} \\ &= \frac{85702000}{0,8} = 107127500 \quad \text{N.mm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. C_{\max} &= 0,75 \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \cdot d \\ &= 0,75 \cdot \left( \frac{600}{600 + 320} \right) \cdot 117,5 = 57,47 \quad \text{mm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3. a_{\max} &= \beta_1 \cdot C_{\max} \\ &= 0,85 \times 57,47 = 48,85 \quad \text{mm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{c,\max} &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a_{\max} \cdot b \\ &= 0,85 \times 30 \times 48,85 \times 1000 = 1245662,25 \quad \text{N.} \end{aligned}$$

4. Besarnya momen yang dapat dipikul tulangan tarik :

$$\begin{aligned} M_{n1} &= C_{c,\max} \cdot \left( d - \frac{a_{\max}}{2} \right) \\ &= 1245662,25 \cdot \left( 117,5 - \frac{48,85}{2} \right) \\ &= 115940013,9 \quad \text{N.mm} \end{aligned}$$

5. Karena  $M_{n1} > M_n$

Maka dianalisa dengan balok persegi tulangan tunggal



$$\begin{aligned}
 6. R_n &= \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \\
 &= \frac{85702000}{0,8 \cdot 1000 \cdot 117,5^2} = 7,759
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 7. \rho &= \frac{0,85 f_c'}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right) \\
 &= \frac{0,85 \cdot 30}{320} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 7,759}{0,85 \cdot 30}} \right) \\
 &= 0,0298
 \end{aligned}$$

8. Periksa terhadap rasio tulangan maksimum dan minimum :

$$\begin{aligned}
 \rho_{\max} &= 0,75 \cdot \frac{0,85 f_c' \beta_1}{f_y} \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots \text{SK SNI. 3.3.3 - 3} \\
 &= 0,033
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.3.5 - 1} \\
 &= 0,004
 \end{aligned}$$

Sehingga  $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$$\begin{aligned}
 9. A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\
 &= 0,0298 \times 1000 \times 117,5 = 3505 \text{ mm}^2 \\
 \text{dipasang tulangan ( D.25 - 125 } &= 3927 \text{ mm}^2 \text{ )}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 10. A_s' &= 0,5 \cdot \rho \cdot b \cdot d \\
 &= 0,5 \times 0,028 \times 1000 \times 117,5 = 1753 \text{ mm}^2 \\
 \text{dipasang tulangan ( D.19 - 150 } &= 1890 \text{ mm}^2 \text{ )}
 \end{aligned}$$

*Kontrol spasi maksimum (SK SNI 3.6.4 - 1)*

$$S_{\text{mak}} = 2 \times t = 2 \times 15 = 30 \text{ cm}$$

$$S_{\text{bawah terpasang}} = 12,5 \text{ cm} < S_{\text{mak}}$$

$$S_{\text{atas terpasang}} = 15,0 \text{ cm} < S_{\text{mak}}$$

### □ PENULANGAN GESER

1.  $V_u$  geser pada bordes = 1601,2 kg = 16012 N. SK SNI. 3.4.1

2. Kekuatan geser yang disumbangkan oleh beton ( $V_c$ )

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.4.3 - 1.1} \\ &= \frac{\sqrt{30}}{6} \cdot 1000 \cdot 117,5 = 107262,3 \text{ N.} \end{aligned}$$

3. Tinjau apakah penampang memenuhi syarat :

$$\frac{V_u}{\phi} \leq \left( V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \right) \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.4.5 - 6.8}$$

$$\phi = 0,6 \quad (\text{untuk geser}) \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.2.3 - 3}$$

$$\begin{aligned} \left( V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \right) &= \left( 107262,3 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{30} \cdot 1000 \cdot 117,5 \right) \\ &= 536311,67 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{16012}{0,6} = 26686,7 \text{ N.} \quad \text{Jadi ukuran penampang memadai.}$$

5.  $\frac{V_u}{\phi} < \frac{1}{2} V_c = 53631,2 \text{ N} \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.4.5 - 5.1a}$

*Tidak diperlukan tulangan geser*

**□ TULANGAN PEMBAGI :**

**Tulangan pembagi                      A                      = 20 % x luas tulangan pokok**

Untuk daerah bordes                      A                      = 20 % x 945 = 189 mm<sup>2</sup>

Di pasang tulangan pembagi D.10 - 300    ( A = 262 mm<sup>2</sup> )

Untuk daerah anak tangga                      A                      = 20 % x 3927 = 785 mm<sup>2</sup>

Di pasang tulangan pembagi D.10 - 100    ( A = 785 mm<sup>2</sup> )

### IV.3. BEBAN LAYAN

Sejauh ini, semua perhitungan elemen struktur baik meliputi dimensi penampang maupun tulangan yang dipakai untuk menahan tegangan, momen maupun gaya-gaya pada struktur adalah untuk menjamin bahwa konstruksi cukup kuat untuk melaksanakan fungsinya. Sehingga dapat dipercaya bahwa struktur yang direncanakan mempunyai suatu kekuatan sehingga tidak akan runtuh selama digunakan.

Tetapi selain kekuatan, struktur atau elemen struktur itu sendiri harus memenuhi kriteria lain yang membuat pemanfaatan struktur itu sendiri benar-benar sempurna. Hal yang berhubungan dengan itu misalnya besarnya lendutan dan lebar retak. Meskipun kedua hal tersebut tidak sampai menyebabkan runtuh tetapi mempunyai efek-efek lain yang mengganggu kenyamanan penghuni maupun kekuatan struktur saat memikul beban kerja.

Lendutan yang besar pada elemen balok misalnya, dapat merusak dinding pemisah yang tepat berada di atasnya atau dibawahnya., sehingga menimbulkan kesan dan perasaan kurang aman pada penghuni, selain terlihat kurang indah. Sedangkan pada pelat atap, lendutan dapat menyebabkan air tergenang dan kebocoran.

Retak pada elemen struktur selain hal-hal diatas juga dapat menyebabkan karat pada tulangan karena besi yang teroksidasi.

Kriteria pembatasan lendutan dan lebar retak ini memberikan batasan pada elemen terhadap beban layan atau dengan istilah keadaan batas pakai.

### IV.3.1. KONTROL LENDUTAN

Kekuatan dan kemampuan kelayakan struktur terhadap lendutan yang terjadi akibat beban kerja harus memenuhi ketentuan-ketentuan SK SNI pasal 3.2.5 yang memberikan batasan kekakuan dengan membatasi tinggi atau tebal minimum elemen atau lendutan maksimum yang boleh terjadi, jika syarat tebal minimum itu dilanggar.

Maksud batasan kekakuan disini untuk membatasi lendutan / deformasi apapun yang mungkin memperlemah kekuatan ataupun kemampuan layan struktur pada beban kerja.

#### IV.3.1.1 KONSTRUKSI SATU ARAH

Tebal minimum pelat atau balok untuk konstruksi satu arah yang tidak menahan atau bersatu dengan partisi atau dengan konstruksi lain yang mungkin rusak akibat lendutan yang besar, kecuali jika perhitungan lendutan menunjukkan bahwa ketebalan yang lebih kecil dapat digunakan tanpa menimbulkan pengaruh yang merugikan, menurut tabel 3.2.5(a) SK SNI adalah :

a. Balok di atas dua tumpuan :

$$\begin{aligned} h_{\min} &= \frac{L_u}{16} \cdot \left( 0,4 + \frac{f_y}{700} \right) & f_y \text{ dalam MPa} \\ &= \frac{L_u}{16} \cdot 0,857 \end{aligned}$$

b. Balok dengan satu ujung menerus :

$$h_{min} = \frac{L_u}{18,5} \cdot \left( 0,4 + \frac{f_y}{700} \right) \quad f_y \text{ dalam MPa}$$

$$= \frac{L_u}{18,5} \cdot 0,857$$

c. Balok dengan ujung menerus dikedua tepinya :

$$h_{min} = \frac{L_u}{21} \cdot \left( 0,4 + \frac{f_y}{700} \right) \quad f_y \text{ dalam MPa}$$

$$= \frac{L_u}{21} \cdot 0,857$$

Jika dipakai balok atau pelat dengan tinggi atau tebal kurang dari ketentuan tabel 3.2.5(a), lendutan yang terjadi harus lebih kecil dari lendutan ijin maksimum yang menurut SK SNI. tabel 3.2.5(b).

#### IV.3.1.2 KONSTRUKSI DUA ARAH

Yang dimaksud dengan konstruksi dua arah menurut SK SNI. 3.6.6-1 yaitu pelat yang diberi tulangan untuk menahan lentur dalam arah lebih dari satu dengan atau tanpa balok diantara tumpuan dimana sistem pelat ini ditumpu pada kolom dengan pelebaran atau pada dinding.

Pengertian lain pelat dua arah yaitu rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek ( $l_y / l_x$ ) adalah lebih kecil atau sama dengan 2,0.

Persyaratan yang harus dipenuhi pelat dua arah menurut SK SNI.3.2.5-3 antara lain :

- 1 Tebal pelat tanpa balok interior yang menghubungkan tumpuan pada semua isinya harus memenuhi salah satu ketentuan dari SK SNI. pasal 3.2.5 - 3.6 atau 3.2.5 -3.3 atau 3.2.5 -3.6 (pada nomor 3,4,7 uraian dibawah).
- 2 Tebal pelat dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya harus memenuhi salah satu ketentuan dari SK SNI. pasal 3.2.5 - 3.3 atau 3.2.5 - 3.6 (pada nomor 4&7 uraian di bawah)
- 3 Untuk pelat tanpa balok interior yang menghubungkan tumpuan - tumpuannya harus mempunyai tebal minimum sesuai ketentuan SK SNI. tabel 3.2.5(c) dan tidak kurang dari :
  - 120 mm untuk pelat tanpa penebalan.
  - 100 mm untuk pelat dengan penebalan.

Arti penebalan di sini adalah penebalan pelat untuk mengurangi jumlah tulangan - tumpuan (momen negatif) yang melewati kolom dari suatu pelat datar dengan syarat sesuai SK SNI. 3.6.4 - 7.

- 4 Untuk pelat dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya harus mempunyai tebal minimum ( SK SNI. 3.2.5-3.3)

$$h = \frac{\ln \left[ 0,8 + \left( f_y / 1500 \right) \right]}{36 + 5 \cdot \beta \cdot [\alpha_m - 0,12 \cdot (1 + 1/\beta)]}$$

tetapi tidak boleh kurang dari :

$$h = \frac{\ln \left[ 0,8 + \left( f_y / 1500 \right) \right]}{36 + 9, \beta}$$

dan tidak perlu lebih dari :

$$h = \frac{\ln \left[ 0,8 + \left( f_y / 1500 \right) \right]}{36}$$

di mana :

$h$  = tebal atau tinggi komponen struktur (mm).

$l_n$  = panjang bentang bersih (mm).

$\beta$  = rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat dua arah ( $l_y/l_x$ ).

$\alpha_m$  = nilai rata-rata dari  $\alpha$ , yang merupakan rasio kekakuan lentur dari pelat untuk semua balok pada tepi dari suatu pelat.

Dalam segala hal tebal minimum pelat tidak boleh kurang dari :

- 120 mm untuk  $\alpha_m < 2,0$
- 90 mm untuk  $\alpha_m > 2,0$

- 5 Untuk pelat tanpa balok dengan penebalan sesuai kriteria di atas, ketentuan tebal minimum sesuai dengan SK SNI. pers. 3.2.12, 3.2.13 atau 3.2.14 boleh dikurangi 10%.



- 6 Pada pinggiran pelat yang tidak menerus, harus diberikan suatu balok pinggiran dengan rasio kekakuan ( $\alpha$ ) minimum 0,8, jika tidak tebal pelat minimum sesuai SK SNI. pers. 3.2.12, 3.2.13, atau 3.2.14 harus ditambah paling sedikit 10%.
- 7 Tebal pelat yang kurang dari ketentuan-ketentuan di atas, boleh digunakan jika lendutan yang terjadi tidak lebih besar dari lendutan maksimum yang ditetapkan SK SNI. tabel 2.3.5(b). Dimana perhitungan lendutan dengan mempertimbangkan pengaruh dari ukuran dan bentuk pelat, kondisi dari tumpuan dan keadaan tahanan pada pinggiran pelat.

### ***LANGKAH - LANGKAH PERENCANAAN :***

#### ***a. Menghitung Lendutan Sesaat :***

1. Hitung momen maksimum pada penampang akibat beban bekerja

terfaktor :

$$M_u = 1,2 \cdot M_D + 1,6 \cdot M_L$$

2. Hitung momen kritis penampang :

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{Y_t}$$

di mana :

$f_r$  = modulus keruntuhan beton (MPa), yang dihitung dengan :

$$f_r = 0,7 \cdot \sqrt{f'_c}$$

$I_g$  = momen inersia dari penampang bruto beton terhadap garis

sumbunya dengan mengabaikan tulangan.

$$I_g = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$$

$Y_t$  = jarak dari sumbu pusat penampang bruto ke serat tarik terluar.

$$Y_t = \frac{1}{2} \cdot h \quad (\text{penampang persegi})$$

3. Hitung momen inersia efektif penampang :

$I_{cr}$  = momen inersia penampang kritis balok atau momen inersia setelah balok retak.

$$I_{cr} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot c^3 + (n - 1) \cdot A_s \cdot (c - d')^2 + (n \cdot A_s) \cdot (d - c)^2$$

$I_e$  = momen penampang beton efektif, dapat dihitung dengan persamaan

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_u} \right)^3 \cdot I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_u} \right)^3 \right] \cdot I_{cr}$$

bandingkan nilai  $I_e$  dan  $I_g$ , ambil yang lebih kecil.

4. Besar lendutan sesaat diperoleh dengan :

$$\delta_s = k \cdot \frac{5}{48} \cdot \frac{M_u \cdot l_n^2}{E_c \cdot I_e}$$

*b. Menentukan Lendutan Jangka Panjang :*

1. Hitung rasio tulangan tekan pada penampang :

$$r' = \frac{A_s'}{b \cdot d}$$

2. Lihat nilai  $\xi$  untuk jangka waktu yang ditentukan.

3. Hitung faktor pengali penambah lendutan jangka panjang :

$$I = \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho'} \quad \text{..... SK SNI. 3.2.5 - 2.5}$$

di mana :

$\rho'$  = rasio tulangan tekan pada tengah bentang untuk balok pada dua tumpuan dan balok menerus, dan nilai pada tumpuan untuk kantilever.

$\xi$  = konstanta ketergantungan waktu untuk beban tetap dengan

nilai :

2,0 untuk 5 tahun atau lebih

1,4 untuk 12 bulan

1,2 untuk 6 bulan

1,0 untuk 3 bulan

4. Lendutan jangka panjang yang terjadi :

$$\delta_{\text{t}} = \lambda \cdot \delta_{\text{s}}$$

**Contoh Perhitungan 4.5 :**

Suatu balok anak As.4 I-M bentang 8 m, penampang seperti tergambar dengan momen terfaktor maksimum (SK SNI. 3.2.2 - 1) akibat beban mati (MD) = 3649,26 kg.m. dan akibat beban hidup (ML) = 2150,45 kg.m. Periksa lendutan total yang terjadi pada balok tersebut jika menggunakan mutu baja  $f_y = 320$  MPa dan mutu beton  $f_c' = 30$  MPa.

**Penyelesaian :**

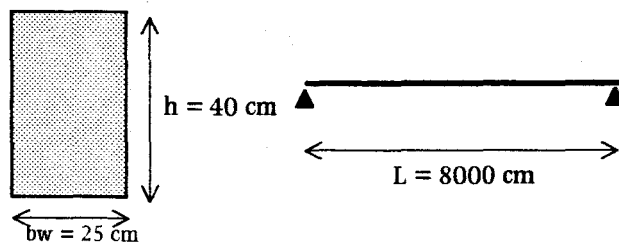
Ditentukan dimensi balok :

$$\text{lebar (bw)} = 250 \text{ mm}$$

$$\text{tinggi (h)} = 400 \text{ mm}$$

$$\text{tebal pelindung beton} = 40 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.16.7}$$

$$d = 400 - 40 - 10 - (19/2) = 340,5 \text{ mm}$$



$$M_u = M_D + M_L$$

$$= 3649,26 + 2150,45 = 5799,71 \text{ kg.m}$$

$$= 57,99 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 E_c &= 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.1.5 - 1} \\
 &= 4700 \cdot \sqrt{30} = 25742,96 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

a. Menghitung Lendutan Sesaat :

Menghitung momen kritis penampang :

$$\begin{aligned}
 f_r &= 0,7 \cdot \sqrt{f'_c} \dots\dots\dots \text{SK SNI. pers. 3.2.10} \\
 &= 0,7 \cdot \sqrt{30} = 3,834 \text{ MPa.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_g &= \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \\
 &= \frac{1}{12} \cdot 250 \cdot 400^3 \\
 &= 1,333 \cdot 10^9 \text{ mm}^4.
 \end{aligned}$$

$$Y_t = 0,5 \cdot h = 200 \text{ mm.}$$

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &= \frac{f_r \cdot I_g}{Y_t} \dots\dots\dots \text{SK SNI. pers. 3.2.9} \\
 &= \frac{3,834 \cdot 1,333 \cdot 10^9}{200} \cdot 10^{-5} \\
 &= 255,54 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Menghitung Momen Inersia efektif penampang :

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{25742,96} = 7,769$$

besarnya nilai C (*letak garis netral*)

$$\frac{1}{2} \cdot b \cdot C^2 + (n - 1) \cdot A_s' \cdot (C - d') = n \cdot A_s \cdot (d - C)$$

$$\frac{1}{2} \cdot 250 \cdot C^2 + (7,769 - 1) \cdot 567,1 (C - 59,5) = 7,769 \cdot 850,5 \cdot (340,5 - C)$$

$$125 \cdot C^2 + 10446,23 \cdot C - 2478268,14 = 0$$

$$C = 105,09 \text{ mm.}$$

$$\begin{aligned} I_{cr} &= \frac{1}{3} \cdot b \cdot C^3 + (n - 1) \cdot A_s' \cdot (C - d')^2 + n \cdot A_s \cdot (d - C)^2 \\ &= \frac{1}{3} \cdot 250 \cdot C^2 + (7,769 - 1) \cdot 567,1 (C - 59,5)^2 \\ &\quad + (7,769 \cdot 567,1 \cdot (340,5 - C)^2 \\ &= 2,531 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Saat beban mati saja bekerja :

$$\begin{aligned} I_e &= \left( \frac{M_{cr}}{M_u} \right)^3 \cdot I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_u} \right)^3 \right] \cdot I_{cr} \quad \text{SK SNI. pers. 3.2.3} \\ &= \left( \frac{295,13}{36,4926} \right)^3 \cdot 1,333 \cdot 10^9 + \left[ 1 - \left( \frac{295,13}{36,4926} \right)^3 \right] \cdot 2,531 \cdot 10^8 \\ &= 5,72 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4. \end{aligned}$$

karena nilai  $I_e$  lebih besar dari  $I_g$  maka diambil  $I_e = I_g$  sesuai

..... SK SNI. 3.2.5 - 2

$$\delta = k \cdot \frac{5}{48} \cdot \frac{M_u \cdot l_n^2}{E_c \cdot I_e}$$

di mana :  $k = 1,0$  untuk balok pada tumpuan sederhana.

$$\begin{aligned} \delta_d &= 1,0 \cdot \frac{5 \cdot 36492600 \cdot (8000^2)}{48 \cdot 25742,96 \cdot 1,333 \cdot 10^9} \\ &= 7,1 \text{ mm.} \end{aligned}$$

Saat beban mati dan beban hidup bekerja :

$$\begin{aligned}
 I_e &= \left( \frac{M_{cr}}{M_u} \right)^3 \cdot I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_u} \right)^3 \right] \cdot I_{cr} \\
 &= \left( \frac{255,54}{57,99} \right)^3 \cdot 1,333 \cdot 10^9 + \left[ 1 - \left( \frac{255,54}{57,99} \right)^3 \right] \cdot 2,531 \cdot 10^8 \\
 &= 9,266 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

karena nilai  $I_e$  lebih besar dari  $I_g$  maka diambil  $I_e = I_g$  sesuai

SK SNI. 3.2.5 - 2

$$\delta_u = k \cdot \frac{5}{48} \cdot \frac{M_u \cdot l_n^2}{E_c \cdot I_e}$$

dimana :  $k = 1,0$  untuk balok pada tumpuan sederhana.

$$\begin{aligned}
 \delta_u &= 1,0 \cdot \frac{5 \cdot 57997100 \cdot (8000^2)}{48 \cdot 25742,96 \cdot 1,333 \cdot 10^9} \\
 &= 11,3 \text{ mm.}
 \end{aligned}$$

Lendutan saat beban hidup saja bekerja :

$$\begin{aligned}
 \delta_L &= \delta_u - \delta_d \\
 &= 11,3 - 7,1 = 4,2 \text{ mm.}
 \end{aligned}$$

**b. Menghitung Lendutan Jangka Panjang :**

Rasio tulangan tekan pada penampang :

$$\begin{aligned}
 \rho' &= \frac{A_s'}{b \cdot d} \\
 &= \frac{567,1}{250 \cdot 340,5} = 0,0067
 \end{aligned}$$

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho'} \dots\dots\dots \text{SK SNI. pers. 3.2.11}$$

$$= \frac{2,0}{1 + (50 \cdot 0,0067)} = 1,498$$

Lendutan jangka panjang adalah :

$$\delta = \lambda \cdot \delta_d$$

$$= 1,498 \cdot 7,1 = 10,6 \text{ mm.}$$

Periksa lendutan yang terjadi dengan lendutan yang diijinkan menurut SK SNI. tabel 3.2.5(b).

a. Lendutan sesaat akibat beban hidup tidak boleh lebih dari :

$$\text{lendutan maksimum} = \frac{L}{180} = \frac{8000}{180} = 44,4 \text{ mm.}$$

$$\text{lendutan yang terjadi} = 4,2 \text{ mm} < 44,4 \text{ mm.} \dots\dots\dots \text{ok}$$

b. Lendutan total akibat jangka panjang dan akibat beban hidup sesaat tidak boleh lebih dari :

$$\text{lendutan maksimum} = \frac{L}{480} = \frac{8000}{480} = 16,6 \text{ mm}$$

$$\text{lendutan yang terjadi} = 4,2 + 10,6 = 14,8 \text{ mm} < 16,6 \text{ mm} \dots\dots \text{ok}$$



### IV.3.2. KONTROL RETAK

Pengendalian retak pada beton bertujuan untuk menghindari korosi yang bisa timbul pada tulangan akibat retak itu. Karena itu faktor lingkungan sangat berpengaruh dalam batasan pengendalian lebar retak ini.

SK SNI. 3.3.6 membatasi lebar retak ini dengan mengatur penyebaran tulangan komponen struktur lentur diantaranya :

#### IV.3.2.1 KONSTRUKSI SATU ARAH

Tulangan tarik lentur harus disebarkan dengan baik dalam daerah tarik lentur maksimum dari penampang dengan ketentuan :

Bila regangan leleh rencana ( $f_y$ ) tulangan tarik, lebih besar dari 300 MPa, penampang dengan momen positif dan negatif maksimumnya harus diproporsikan sedemikian hingga nilai  $Z$  yang diberikan oleh persamaan :

$$Z = f_s \cdot (d_c \cdot A)^{1/3} \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.3.6 - 4}$$

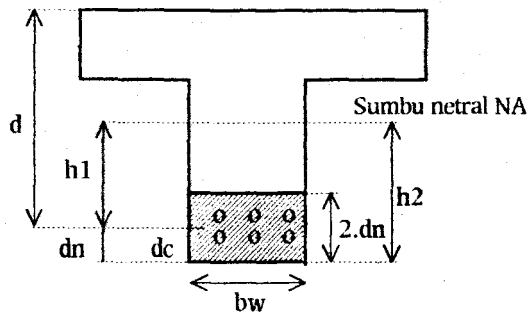
tidak lebih dari :

30 MN/m untuk penampang dalam ruangan

25 MN/m untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar.

Persamaan ini setara dengan persamaan lebar retak untuk PBI '71 dimana lebar retak tidak dinyatakan dengan satuan MN/m tetapi dalam satuan mm. :

$$w = C \cdot \beta \cdot f_s \cdot (d_c \cdot A)^{1/3}$$



Gambar 4.11 : PENAMPANG BALOK DALAM PERHITUNGAN LEBAR RETAK

di mana :

$C$  = suatu besaran  $11 \times 10^{-6}$

$\beta_n$  =  $(h_2 / h_1)$  dengan nilai 1,35 untuk pelat dan 1,2 untuk balok

$f_s$  = tegangan terhitung dalam tulangan (MPa) yang dihitung sebagai momen dibagi hasil kali luas baja dengan lengan momen dalam. Apabila tidak dihitung dengan cara ini,  $f_s$  dapat diambil 60%  $f_y$ . ..... SK SNI. 3.3.6 - 4

$d_c$  = tebal selimut beton yang diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan terdekat (terluar) dalam satuan mm.

$A$  = luas efektif beton tarik di sekitar tulangan lentur tarik dan mempunyai titik pusat tulangan tersebut ( $A_c$ ), dibagi dengan jumlah batang tulangan ( $m$ ).

$$A = \frac{A_c}{m}$$

$A_e$  = luas tulangan efektif beton tarik di sekitar tulangan lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan tersebut.

$$A_e = b_w \cdot 2 \cdot d_n$$

Sehingga dapat disimpulkan bahwa untuk suatu luas tulangan tarik yang dibutuhkan penggunaan jumlah batang tulangan yang banyak lebih menguntungkan daripada jumlah batang tulangan yang sedikit. Karena dengan  $m$  yang besar akan mengecilkan nilai  $A$  yang berarti memperkecil nilai  $Z$ . (lihat SK SNI. 3.3.6 - 4).

Untuk balok T dengan flens mengalami tarik, disyaratkan sebagai tulangan tarik lentur harus didistribusikan keseluruhan lebar efektif flens seperti pada perencanaan balok T atau ke suatu lebar yang sama dengan  $1/10$  bentang, diambil nilai terkecil. Bila lebar efektif flens lebih dari  $1/10$  bentang, harus disediakan beberapa tulangan longitudinal pada bagian luar flens.

Untuk balok dengan tinggi lebih dari 1 meter, harus dipasang tulangan longitudinal pada sisi muka penampang yang disebarkan merata pada kedua sisi muka dengan ketentuan :

- Jarak  $d/2$  dari tulangan lentur tarik terdekat.
- Luas tulangan pengisi longitudinal ( $A_l$ ) per meter tinggi pada setiap sisi harus lebih besar atau sama dengan  $0,04 \cdot (d - 750)$  mm.

Jarak maksimum tulangan pengisi tidak boleh lebih dari nilai terkecil antara  $d/6$  dan 300 mm.

- Luas total tulangan pengisi pada kedua sisi penampang tidak perlu lebih besar dari setengah tulangan lentur tarik yang dibutuhkan.

#### IV.3.2.2 KONSTRUKSI DUA ARAH

Distribusi tulangan lentur untuk menjamin lebar retak harus memenuhi ketentuan SK SNI. 3.6.4 dimana tulangan sistem pelat dua arah sesuai dengan sifat beban yang bekerja pada pelat dan kondisi tumpuannya serta memenuhi ketentuan-ketentuan antara lain :

- Luas tulangan dalam tiap arah untuk sistem ini harus dihitung dari momen pada penampang kritis tetapi tidak boleh kurang dari ketentuan ketentuan tulangan susut atau diatua SK SNI. 3.16.12
- Jarak antara tulangan pada penampang kritis tidak boleh lebih dari dua kali tebal pelat, kecuali pada bagian pelat yang berbentuk konstruksi seluler atau berusuk.
- dan lain sebagainya.

#### IV.4. PANJANG PENYALURAN

Panjang penyaluran dalam hal ini harus diperhitungkan untuk menjamin agar tidak terjadi slip antara beton dan tulangan.

Syarat-syarat mengenai panjang penyaluran dan penyambungan tulangan diatur dalam SK SNI '91, Pasal 3.5.

☐ Panjang Penyaluran Tulangan Tarik

Panjang penyaluran dasar tulangan untuk baja tulangan deform D.19 adalah sebagai berikut :

SK SNI '91, Ayat 3.5.2, butir 2

$$\begin{aligned} l_{db} &= 0,02 \cdot A_b \cdot f_y / \sqrt{f_c'} \\ &= 0,02 \times 284 \times 320 / \sqrt{30} \\ &= 332 \text{ mm.} \end{aligned}$$

dan tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned} l_{db} &= 0,06 \cdot d_b \cdot f_y \\ &= 0,06 \times 19 \times 320 \\ &= 365 \text{ mm.} \end{aligned}$$

SK SNI '91, Ayat 3.5.2, butir 3 sub butir 1

Akibat top bar effect (tulangan atas) :

$$\begin{aligned} l_d &= 1,4 \times l_{db} = 1,4 \times 365 \\ &= 510 \text{ mm.} = 51 \text{ cm.} \end{aligned}$$

☐ Panjang Penyaluran Tulangan Tekan

Panjang penyaluran dasar untuk tulangan D.19 adalah :

SK SNI '91, Ayat 3.5.3, butir 2

$$l_{db} = \frac{db \cdot f_y}{4 \cdot \sqrt{f_c'}} = \frac{19 \times 320}{4 \times \sqrt{30}} \\ = 278 \text{ mm.}$$

tetapi tidak boleh kurang dari :

$$l_{db} = 0,04 \cdot db \cdot f_y \\ = 0,04 \times 19 \times 320 \\ = 243 \text{ mm.} \\ = 25 \text{ cm.}$$

☐ Panjang Penyaluran Kait Standart Dalam Tarik

Panjang penyaluran dasar kait standart (hook) dari tulangan D.19 adalah :

SK SNI '91, Ayat 3.5.5.

$$l_{hb} = 100 \cdot db / \sqrt{f_c'} = 100 \times 19 / \sqrt{30} = 347 \text{ mm.}$$

Panjang penyaluran hook :

$$l_{dh} = l_{hb} (f_y / 400) \times 0,7 \\ = 347 \times (320 / 400) \times 0,7 \\ = 194 \text{ mm.}$$

tetapi tidak boleh kurang dari :

$$l_{dh} = 8 \cdot db = 8 \times 19 = 152 \text{ mm.}$$

☐ Panjang Penyaluran Tulangan Momen Positif

SK SNI '91, Ayat 3.5.11 menentukan bahwa sepertiga dari tulangan tarik pada momen positif diteruskan pada jarak yang terbesar antara :

- 150 mm = 15 cm
- $d = 340,5 \text{ mm} = 34 \text{ cm}$  .....(menentukan)
- $12.d_b = 12 \times 19 = 228 \text{ mm} = 23 \text{ cm}$ .

☐ Panjang Penyaluran Tulangan Momen Negatif

SK SNI '91, Ayat 3.5.12 menentukan bahwa sepertiga dari tulangan tarik pada momen negatif diteruskan pada jarak yang terbesar antara :

- $d = 340,5 \text{ mm} = 34 \text{ cm}$  .....(menentukan)
- $12.d_b = 12 \times 19 = 228 \text{ mm} = 23 \text{ cm}$
- $l_n / 16 = 4000 / 16 = 250 \text{ mm} = 25 \text{ cm}$

## PERENCANAAN UNSUR SEKUNDER

### ANALISA PLAT TANGGA [KG-M]

" ADISTANA APARTMENT TOWER A"

SYSTEM

L=1

JOINTS

1	X=0	Y=0	Z=0	
5	X=2	Y=0	Z=0	
16	X=0	Y=1.8	Z=1.35	
20	X=2	Y=1.8	Z=1.35	Q=1,5,16,20,1,5
21	X=0	Y=2.4	Z=1.8	
25	X=2	Y=2.4	Z=1.8	
31	X=0	Y=3.6	Z=1.8	
35	X=2	Y=3.6	Z=1.8	Q=21,25,31,35,1,5
36	X=0	Y=4.2	Z=2.25	
40	X=2	Y=4.2	Z=2.25	
51	X=0	Y=6	Z=3.6	
55	X=2	Y=6	Z=3.6	Q=36,40,51,55,1,5

:

RESTRAINTS

1,55,1	R=0,0,0,0,0,0	
1,5,1	R=0,1,1,1,0,1	: [PERLETAKAN ROL]
51,55,1	R=1,1,1,1,0,1	: [PERLETAKAN SENDI]

:

SHELL

NM=1 Z=-1 P=-1

1	E=2.2E9	W=2400			
1	JQ=1,2,6,7	M=1	ETYPE=0	TH=.2332	G=4,4
17	JQ=21,22,26,27	M=1	ETYPE=0	TH=.15	G=4,2
25	JQ=31,32,36,37	M=1	ETYPE=0	TH=.2332	G=4,4

:

POTENTIAL

1,25,1	P=1509.181,1509.181
21,35,1	P=1074.0,1074.0
31,55,1	P=1509.181,1509.181

:

COMBO

1	1.2,1,6	: Mu = 1,2.Md + 1,6.M1
---	---------	------------------------

:



## PERENCANAAN UNSUR SEKUNDER

ANALISA BALOK ANAK LANTAI [KG-M]

OLEH: NANANG SISWANTO 393.310.1272

SYSTEM

L=2

JOINTS

1	X=15.5	Y=0.0	
2	X=15.5	Y=4.5	
4	X=15.5	Y=11.5	G=2,4,1
5	X=23.5	Y=0.0	
6	X=23.5	Y=4.5	
8	X=23.5	Y=11.5	G=6,8,1
12	X=15.5	Y=39.0	
9	X=15.5	Y=27.5	
11	X=15.5	Y=34.5	G=9,11,1
16	X=23.5	Y=39.0	
13	X=23.5	Y=27.5	
15	X=23.5	Y=34.5	G=13,15,1
17	X=39.0	Y=15.5	
18	X=34.5	Y=15.5	
20	X=27.5	Y=15.5	G=18,20,1
21	X=39.0	Y=23.5	
22	X=34.5	Y=23.5	
24	X=27.5	Y=23.5	G=22,24,1
25	X=11.5	Y=15.5	
27	X=4.50	Y=15.5	G=25,27,1
28	X=0.00	Y=15.5	
32	X=0.00	Y=23.5	
29	X=11.5	Y=23.5	
31	X=4.50	Y=23.5	G=29,31,1
33	X=19.5	Y=8.00	
34	X=19.5	Y=31.0	
35	X=31.0	Y=19.5	
36	X=8.00	Y=19.5	
37	X=15.5	Y=13.5	
39	X=23.5	Y=13.5	G=37,39,1
40	X=15.5	Y=25.5	
42	X=23.5	Y=25.5	G=40,42,1
43	X=15.5	Y=16.5	
45	X=23.5	Y=16.5	G=43,45,1
46	X=15.5	Y=22.5	
48	X=23.5	Y=22.5	G=46,48,1
49	X=15.5	Y=15.5	
50	X=23.5	Y=15.5	
51	X=15.5	Y=19.5	
52	X=23.5	Y=19.5	
53	X=11.5	Y=8.00	
54	X=11.5	Y=31.0	
55	X=27.5	Y=8.00	
56	X=27.5	Y=31.0	
57	X=31.0	Y=11.5	
58	X=8.00	Y=11.5	
59	X=31.0	Y=27.5	
60	X=8.00	Y=27.5	

## PERENCANAAN UNSUR SEKUNDER

```

61  X=13.5      Y=19.5
62  X=25.5      Y=19.5
63  X=13.5      Y=23.5
64  X=25.5      Y=23.5
65  X=13.5      Y=25.5
66  X=25.5      Y=25.5
67  X=11.5      Y=25.5
68  X=27.5      Y=25.5

```

:

### RESTRAINTS

```

1,68,1      R=0,0,0,0,0,0
17,27,10    R=1,1,1,1,0,1
18,38,10    R=1,1,1,1,0,1
20,29,9     R=1,1,1,1,0,1
21,41,10    R=1,1,1,1,0,1
22,32,10    R=1,1,1,1,0,1
24,54,10    R=1,1,1,1,0,1
25,47,22    R=1,1,1,1,0,1
33,53,20    R=1,1,1,1,0,1
55,56,1     R=1,1,1,1,0,1
67,68,1     R=1,1,1,1,0,1
1,2,1       R=1,1,1,0,1,1
4,6,1       R=1,1,1,0,1,1
8,9,1       R=1,1,1,0,1,1
11,13,1     R=1,1,1,0,1,1
15,16,1     R=1,1,1,0,1,1
35,36,1     R=1,1,1,0,1,1
51,52,1     R=1,1,1,0,1,1
61,62,1     R=1,1,1,0,1,1
57,60,1     R=1,1,1,0,1,1

```

:

### FRAME

NM=1 NL=32 Z=-1

```

1  B=0.20      D=0.70      E=2.1E9      W=0.2*0.7*2400
1  WG=0,0,-1324      :[ BEBAN MATI 2 TRAP. A ]
2  WG=0,0,-688       :[ BEBAN HIDUP 2 TRAP. A ]
3  WG=0,0,-1042      :[ BEBAN MATI SGT.B + SGT.D ]
4  WG=0,0,-542       :[ BEBAN HIDUP SGT.B + SGT.D ]
5  WG=0,0,-1042      :[ BEBAN MATI 2 SGT . C ]
6  WG=0,0,-542       :[ BEBAN HIDUP 2 SGT . C ]
7  WG=0,0,-1172      :[ BEBAN MATI 2 TRAP. C ]
8  WG=0,0,-609       :[ BEBAN HIDUP 2 TRAP. C ]
9  WG=0,0,-882       :[ BEBAN MATI 2 SGT . D ]
10 WG=0,0,-458       :[ BEBAN HIDUP 2 SGT . D ]
11 WG=0,0,-543       :[ BEBAN MATI 2 TRAP. D ]
12 WG=0,0,-282       :[ BEBAN HIDUP 2 TRAP. D ]
13 WG=0,0,-561       :[ BEBAN MATI 2 SGT . E ]
14 WG=0,0,-292       :[ BEBAN HIDUP 2 SGT . E ]
15 WG=0,0,-976       :[ BEBAN MATI TRAP.E + TRAP.C ]
16 WG=0,0,-507       :[ BEBAN HIDUP TRAP.E + TRAP.C ]
17 WG=0,0,-2550      :[ BEBAN MATI TRAP.E + TANGGA]
18 WG=0,0,-973       :[ BEBAN HIDUP TRAP.E + TANGGA]

```

## PERENCANAAN UNSUR SEKUNDER

19	WG=0,0,-671	:	[	BEBAN MATI	TRAP.E	+	SGT.F	]
20	WG=0,0,-349	:	[	BEBAN HIDUP	TRAP.E	+	SGT.F	]
21	WG=0,0,-561	:	[	BEBAN MATI	SGT.E	+	SGT.F	]
22	WG=0,0,-292	:	[	BEBAN HIDUP	SGT.E	+	SGT.F	]
23	WG=0,0,-288	:	[	BEBAN MATI	TRAP.F			]
24	WG=0,0,-150	:	[	BEBAN HIDUP	TRAP.F			]
25	WG=0,0,-882	:	[	BEBAN MATI	TRAP.B	+	TRAP.E	]
26	WG=0,0,-458	:	[	BEBAN HIDUP	TRAP.B	+	TRAP.E	]
27	WG=0,0,-601	:	[	BEBAN MATI	SGT.B			]
28	WG=0,0,-313	:	[	BEBAN HIDUP	SGT.B			]
29	WG=0,0,-1187	:	[	BEBAN MATI	TRAP.B	+	TRAP.C	]
30	WG=0,0,-906	:	[	BEBAN HIDUP	TRAP.B	+	TRAP.C	]
31	WG=0,0,-390	:	[	BEBAN MATI	TRAP.E			]
32	WG=0,0,-203	:	[	BEBAN HIDUP	TRAP.E			]
1,1,2	M=1	LP=3,0	NSL=1,2	G=1,1,4,4				
3,11,12	M=1	LP=3,0	NSL=1,2	G=1,1,4,4				
5,17,18	M=1	LP=2,0	NSL=1,2	G=1,1,4,4				
7,27,28	M=1	LP=2,0	NSL=1,2	G=1,1,4,4				
9,2,3	M=1	LP=3,0	NSL=5,6	G=1,1,1,1				
11,6,7	M=1	LP=3,0	NSL=5,6	G=1,1,1,1				
13,9,10	M=1	LP=3,0	NSL=5,6	G=1,1,1,1				
15,13,14	M=1	LP=3,0	NSL=5,6	G=1,1,1,1				
17,18,19	M=1	LP=2,0	NSL=5,6	G=1,1,1,1				
19,22,23	M=1	LP=2,0	NSL=5,6	G=1,1,1,1				
21,25,26	M=1	LP=2,0	NSL=5,6	G=1,1,1,1				
23,29,30	M=1	LP=2,0	NSL=5,6	G=1,1,1,1				
25,33,3	M=1	LP=2,0	NSL=7,8	G=1,2,1,7				
26,7,33	M=1	LP=2,0	NSL=7,8	G=1,2,7,1				
29,19,35	M=1	LP=3,0	NSL=7,8	G=1,2,7,1				
30,35,23	M=1	LP=3,0	NSL=7,8	G=1,2,1,7				
33,38,37	M=1	LP=2,0	NSL=31,32	G=1,1,1,1				
35,41,40	M=1	LP=2,0	NSL=31,32	G=1,1,1,1				
37,4,37	M=1	LP=3,0	NSL=25,26	G=1,1,4,2				
39,40,9	M=1	LP=3,0	NSL=13,14	G=1,1,2,4				
41,44,43	M=1	LP=2,0	NSL=11,12	G=1,1,1,1				
43,47,46	M=1	LP=2,0	NSL=11,12	G=1,1,1,1				
45,43,51	M=1	LP=3,0	NSL=3,4	G=1,1,2,1				
47,51,46	M=1	LP=3,0	NSL=9,10	G=1,1,1,2				
49,37,49	M=1	LP=3,0	NSL=27,28	G=1,1,2,1				
51,49,43	M=1	LP=3,0	NSL=27,28	G=1,1,1,2				
53,46,40	M=1	LP=3,0	NSL=0	G=1,1,2,2				
55,61,63	M=1	LP=3,0	NSL=31,32	G=1,1,1,1				
57,63,65	M=1	LP=3,0	NSL=23,24	G=1,1,1,1				
59,65,67	M=1	LP=2,0	NSL=19,20					
60,40,65	M=1	LP=2,0	NSL=17,18					
61,66,42	M=1	LP=2,0	NSL=17,18					
62,68,66	M=1	LP=2,0	NSL=19,20					
63,63,29	M=1	LP=2,0	NSL=21,22					
64,24,64	M=1	LP=2,0	NSL=21,22					
65,3,53	M=1	LP=2,0	NSL=7,8	G=1,2,7,1				
66,55,7	M=1	LP=2,0	NSL=7,8	G=1,2,1,7				
69,57,19	M=1	LP=3,0	NSL=7,8	G=1,2,1,7				

## PERENCANAAN UNSUR SEKUNDER

---

70,23,59 M=1 LP=3,0 NSL=7,8 G=1,2,7,1  
73,49,25 M=1 LP=2,0 NSL=27,28  
74,20,50 M=1 LP=2,0 NSL=27,28

:

COMBO

1 C=1 :[ AKIBAT BEBAN MATI ]  
2 C=0,1 :[ AKIBAT BEBAN HIDUP ]  
3 C=1.2,1.6 :[  $\mu = 1.2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$  ]

:

## BAB V

# ANALISA STRUKTUR UTAMA

Struktur utama merupakan struktur pemikul beban yang diperlukan bagi ketahanan gedung jika mengalami pembebanan yang disyaratkan. Beban yang diterima struktur berupa beban gravitasi dan beban lateral yang disebabkan oleh gaya gempa.

Komponen struktur utama terdiri dari balok induk dan kolom untuk struktur atas dan pondasi untuk struktur bawah. Dalam struktur gedung ini digunakan satu macam balok beton bertulang biasa.

### V.1. PEMBEBANAN

Kombinasi pembebanan yang diperhitungkan berdasarkan SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.2 sebagai berikut :

- 1 Kuat perlu ( U ) yang menahan beban mati (DL) dan beban hidup (LL) paling tidak harus sama dengan :

$$U = 1,2 DL + 1,6 LL$$

- 2 Bila ketahanan struktur terhadap beban gempa (E) harus diperhitungkan dalam perencanaan, maka nilai U diambil sebesar :

$$U = 1,05 ( DL + LR \pm E )$$

atau

$$U = 0,9 ( D \pm E )$$

di mana LR adalah beban hidup yang telah direduksi dan nilai E dikalikan dengan faktor  $K = 1$ , untuk daktilitas tingkat 3 (*daktilitas penuh*) sesuai dengan persyaratan dalam PPTGIUG 1983.

## V.2. INPUT DATA

Input data struktur utama dibuat berdasarkan buku petunjuk ( manual ) dari program SAP '90 , adapun input data tersebut adalah :

### ☐ SYSTEM DATA BLOCK

- Jumlah Load Condition  $L = 2$

Adapun dua macam load condition lainnya adalah beban mati dan beban hidup.

- Jumlah Eigen Value  $V = 9$

Menunjukkan jumlah dari mode shape yang akan dihitung pada analisa eigen value dan kemudian dimasukkan ke analisa ragam spektrum.

- Toleransi dari eigen analysis  $T = 0.0001$

### ☐ JOINTS DATA BLOCK

Di definisikan posisi tiap-tiap titik yang diperlukan untuk geometri struktur dan Master Joints.

### ☐ RESTRAINTS DATA BLOCK

Pendefinisian derajat kebebasan / DOF tiap-tiap joints sebagai berikut :

- Perletakan  $R = 1,1,1,1,1,1$
- Dependent Joints  $R = 1,1,0,0,0,1$
- Master Joints  $R = 0,0,1,1,1,0$

### ☐ FRAME DATA BLOCK

- Jumlah jenis balok dan kolom (*properti*)  $NM = 7$
- Jumlah macam pembebanan bentang  $NL = 50$
- Modulus Elastisitas  $E = 4700 \sqrt{f'_c}$  ..... SK SNI 3.1.5.1
  - Balok  $E = 2,574E7 \text{ t/m}^2$
  - Kolom  $E = 2,574E7 \text{ t/m}^2$
- Faktor pengali adanya beban gravitasi pada elemen yang harus dihitung oleh komputer saat running  $Z = -1$

### ☐ LOADS DATA BLOCK

Beban-beban pada join yang bersasal dari beban terpusat dan momen balok anak.

### □ **MASSES DATA BLOCK**

Dihitung massa dan moment inersia tiap-tiap lantai.

$$MMI = M/12 (b^2 + d^2) + M.D^2$$

di mana :

M = Massa total diafragma

b = Lebar dari tiap segmen yang ditinjau

d = Panjang dari tiap segmen yang ditinjau

D = Jarak dari titik pusat segmen total terhadap segmen yang ditinjau.

### □ **SPEC DATA BLOCK**

- Arah percepatan tanah (*ground acceleration*) ,

A = 0 yaitu sejajar sumbu global X.

A = 90 yaitu sejajar sumbu global Y

- Faktor Skala Response Spectrum,  $S = 9,81$

- Dumping Ratio  $D = 0,05$

- Data Respons Spectrum Zone 4, tanah lunak diambil dari PPTGIUG '83



☐ **COMBO DATA BLOCK**

Kombinasi Output yang diperlukan :

- D = akibat beban mati saja
- L = akibat beban hidup saja
- E = akibat gempa saja.

**ANALISA STRUKTUR ADISTANA**

Oleh : NANANG SISWANTO Nrp.393 310 1272

SYSTEM

L=2 V=9

: BEBAN MATI + BEBAN HIDUP

JOINTS

1	X=7.50	Y=39.0	Z=0.00	
41	X=7.50	Y=34.5	Z=0.00	
10	X=7.50	Y=39.0	Z=32.4	
50	X=7.50	Y=34.5	Z=32.4	Q=1,41,10,50,40,1
81	X=7.50	Y=4.50	Z=0.00	
121	X=7.50	Y=0.00	Z=0.00	
90	X=7.50	Y=4.50	Z=32.4	
130	X=7.50	Y=0.00	Z=32.4	Q=81,121,90,130,40,1
31	X=31.5	Y=39.0	Z=0.00	
71	X=31.5	Y=34.5	Z=0.00	
40	X=31.5	Y=39.0	Z=32.4	
80	X=31.5	Y=34.5	Z=32.4	Q=31,71,40,80,40,1
111	X=31.5	Y=4.50	Z=0.00	
151	X=31.5	Y=0.00	Z=0.00	
120	X=31.5	Y=4.50	Z=32.4	
160	X=31.5	Y=0.00	Z=32.4	Q=111,151,120,160,40,1
161	X=0.00	Y=31.5	Z=0.00	
201	X=4.50	Y=31.5	Z=0.00	
170	X=0.00	Y=31.5	Z=32.4	
210	X=4.50	Y=31.5	Z=32.4	Q=161,201,170,210,40,1
191	X=0.00	Y=7.50	Z=0.00	
231	X=4.50	Y=7.50	Z=0.00	
200	X=0.00	Y=7.50	Z=32.4	
240	X=4.50	Y=7.50	Z=32.4	Q=191,231,200,240,40,1
271	X=34.5	Y=7.50	Z=0.00	
311	X=39.0	Y=7.50	Z=0.00	
280	X=34.5	Y=7.50	Z=32.4	
320	X=39.0	Y=7.50	Z=32.4	Q=271,311,280,320,40,1
241	X=34.5	Y=31.5	Z=0.00	
281	X=39.0	Y=31.5	Z=0.00	
250	X=34.5	Y=31.5	Z=32.4	
290	X=39.0	Y=31.5	Z=32.4	Q=241,281,250,290,40,1
11	X=11.5	Y=39.0	Z=0.00	
21	X=27.5	Y=39.0	Z=0.00	
20	X=11.5	Y=39.0	Z=32.4	
30	X=27.5	Y=39.0	Z=32.4	Q=11,21,20,30,10,1
51	X=11.5	Y=34.5	Z=0.00	
61	X=27.5	Y=34.5	Z=0.00	
60	X=11.5	Y=34.5	Z=32.4	
70	X=27.5	Y=34.5	Z=32.4	Q=51,61,60,70,10,1
401	X=11.5	Y=27.5	Z=0.00	
421	X=27.5	Y=27.5	Z=0.00	
410	X=11.5	Y=27.5	Z=32.4	
430	X=27.5	Y=27.5	Z=32.4	Q=401,421,410,430,10,1
431	X=11.5	Y=19.5	Z=0.00	
451	X=27.5	Y=19.5	Z=0.00	
440	X=11.5	Y=19.5	Z=32.4	
460	X=27.5	Y=19.5	Z=32.4	Q=431,451,440,460,10,1

461	X=11.5	Y=11.5	Z=0.00	
481	X=27.5	Y=11.5	Z=0.00	
470	X=11.5	Y=11.5	Z=32.4	
490	X=27.5	Y=11.5	Z=32.4	Q=461,481,470,490,10,1
91	X=11.5	Y=4.50	Z=0.00	
101	X=27.5	Y=4.50	Z=0.00	
100	X=11.5	Y=4.50	Z=32.4	
110	X=27.5	Y=4.50	Z=32.4	Q=91,101,100,110,10,1
131	X=11.5	Y=0.00	Z=0.00	
141	X=27.5	Y=0.00	Z=0.00	
140	X=11.5	Y=0.00	Z=32.4	
150	X=27.5	Y=0.00	Z=32.4	Q=131,141,140,150,10,1
321	X=19.5	Y=39.0	Z=0.00	
331	X=19.5	Y=34.5	Z=0.00	
330	X=19.5	Y=39.0	Z=32.4	
340	X=19.5	Y=34.5	Z=32.4	Q=321,331,330,340,10,1
341	X=19.5	Y=4.50	Z=0.00	
351	X=19.5	Y=0.00	Z=0.00	
350	X=19.5	Y=4.50	Z=32.4	
360	X=19.5	Y=0.00	Z=32.4	Q=341,351,350,360,10,1
171	X=0.00	Y=27.5	Z=0.00	
181	X=0.00	Y=11.5	Z=0.00	
180	X=0.00	Y=27.5	Z=32.4	
190	X=0.00	Y=11.5	Z=32.4	Q=171,181,180,190,10,1
211	X=4.50	Y=27.5	Z=0.00	
221	X=4.50	Y=11.5	Z=0.00	
220	X=4.50	Y=27.5	Z=32.4	
230	X=4.50	Y=11.5	Z=32.4	Q=211,221,220,230,10,1
251	X=34.5	Y=27.5	Z=0.00	
261	X=34.5	Y=11.5	Z=0.00	
260	X=34.5	Y=27.5	Z=32.4	
270	X=34.5	Y=11.5	Z=32.4	Q=251,261,260,270,10,1
291	X=39.0	Y=27.5	Z=0.00	
301	X=39.0	Y=11.5	Z=0.00	
300	X=39.0	Y=27.5	Z=32.4	
310	X=39.0	Y=11.5	Z=32.4	Q=291,301,300,310,10,1
361	X=0.00	Y=19.5	Z=0.00	
371	X=4.50	Y=19.5	Z=0.00	
370	X=0.00	Y=19.5	Z=32.4	
380	X=4.50	Y=19.5	Z=32.4	Q=361,371,370,380,10,1
381	X=34.5	Y=19.5	Z=0.00	
391	X=39.0	Y=19.5	Z=0.00	
390	X=34.5	Y=19.5	Z=32.4	
400	X=39.0	Y=19.5	Z=32.4	Q=381,391,390,400,10,1
C === LUBANG ===				
662	X=19.5	Y=25.5	Z=3.60	
672	X=19.5	Y=22.5	Z=3.60	
669	X=19.5	Y=25.5	Z=28.8	
679	X=19.5	Y=22.5	Z=28.8	Q=662,672,669,679,10,1
683	X=19.5	Y=16.5	Z=7.20	
693	X=19.5	Y=13.5	Z=7.20	
689	X=19.5	Y=16.5	Z=28.8	
699	X=19.5	Y=13.5	Z=28.8	Q=683,693,689,699,10,1

C EXTERIOR

492	X=15.5	Y=39.0	Z=3.60	
502	X=23.5	Y=39.0	Z=3.60	
500	X=15.5	Y=39.0	Z=32.4	
510	X=23.5	Y=39.0	Z=32.4	Q=492,502,500,510,10,1
582	X=15.5	Y=0.00	Z=3.60	
592	X=23.5	Y=0.00	Z=3.60	
590	X=15.5	Y=0.00	Z=32.4	
600	X=23.5	Y=0.00	Z=32.4	Q=582,592,590,600,10,1
512	X=11.5	Y=31.0	Z=3.60	
522	X=27.5	Y=31.0	Z=3.60	
520	X=11.5	Y=31.0	Z=32.4	
530	X=27.5	Y=31.0	Z=32.4	Q=512,522,520,530,10,1
532	X=7.50	Y=27.5	Z=3.60	
642	X=31.0	Y=27.5	Z=3.60	
540	X=7.50	Y=27.5	Z=32.4	
650	X=31.0	Y=27.5	Z=32.4	Q=532,642,540,650,110,1
542	X=0.00	Y=23.5	Z=3.60	
632	X=39.0	Y=23.5	Z=3.60	
550	X=0.00	Y=23.5	Z=32.4	
640	X=39.0	Y=23.5	Z=32.4	Q=542,632,550,640,90,1
552	X=0.00	Y=15.5	Z=3.60	
622	X=39.0	Y=15.5	Z=3.60	
560	X=0.00	Y=15.5	Z=32.4	
630	X=39.0	Y=15.5	Z=32.4	Q=552,622,560,630,90,1
562	X=11.5	Y=8.00	Z=3.60	
612	X=11.5	Y=8.00	Z=3.60	
570	X=11.5	Y=8.00	Z=32.4	
620	X=11.5	Y=8.00	Z=32.4	Q=562,612,570,620,50,1
572	X=15.5	Y=0.00	Z=3.60	
602	X=23.5	Y=0.00	Z=3.60	
580	X=15.5	Y=0.00	Z=32.4	
610	X=23.5	Y=0.00	Z=32.4	Q=572,602,580,610,30,1
C	MASTER JOINT			
652	X=19.5	Y=19.4	Z=3.60	
653	X=19.2	Y=19.7	Z=7.20	
659	X=19.2	Y=19.7	Z=28.8	G=653,659,1
660	X=19.5	Y=19.5	Z=32.4	

:

RESTRAINTS

1,651,1	R=1,1,0,0,0,1	: DEPENDENT JOINT
1,481,10	R=1,1,1,1,1,1	: KAKI KOLOM
652,660,1	R=0,0,1,1,1,0	: MASTER JOINT
662,699,1	R=0,0,0,0,0,0	: CANTILEVER JOINT

:

MASSSES

652,652,1	M=178.226,178.226,0,0,0,5697.440
653,653,1	M=184.199,184.199,0,0,0,6002.097
654,654,1	M=180.854,180.854,0,0,0,6001.427
655,656,1	M=177.726,177.726,0,0,0,6000.878
657,657,1	M=174.813,174.813,0,0,0,6000.435
658,659,1	M=172.115,172.115,0,0,0,6000.083
660,660,1	M=105.428,105.428,0,0,0,3122.338

```

:
FRAME
NM=4  NL=50  NSEC=3  Z=-1
1  B=0.8  D=0.8  E=2.0E6  W=2.4*.8*.8
2  B=0.7  D=0.7  E=2.0E6  W=2.4*.7*.7
3  B=0.6  D=0.6  E=2.0E6  W=2.4*.6*.6
4  B=0.3  D=0.6  E=2.0E6  W=2.4*.3*.6
C  BEBAN PADA LANTAI [MATI & HIDUP]
1  WG=0,0,-1.351  PLD=4,-2.812  : SGT.A + P [MATI]
2  WG=0,0,-0.313  PLD=4,-1.243  : SGT.A + P [HIDUP]
3  WG=0,0,-1.351  : SGT.A
4  WG=0,0,-0.313
5  WG=0,0,-1.412  : TRAP.A
6  WG=0,0,-0.344
7  WG=0,0,-2.075  : 2-TRAP.A
8  WG=0,0,-0.688
9  WG=0,0,-2.075  PLD=4,-9.015  : SGT.A + TRAP.C + P
10 WG=0,0,-0.617  PLD=4,-3.898
11 WG=0,0,-1.937  PLD=4,-10.78  : SGT.B + TRAP.C + P
12 WG=0,0,-0.617  PLD=4,-4.129
13 WG=0,0,-1.271  PLD=3.5,-5.286  : SGT.C + P
14 WG=0,0,-0.271  PLD=3.5,-2.297
15 WG=0,0,-1.792  PLD=3.5,-10.56  : 2-SGT.C + P
16 WG=0,0,-0.542  PLD=3.5,-4.576
17 WG=0,0,-1.632  PLD=3,-5.634  : 2-SGT.D + Pa
18 WG=0,0,-0.458  PLD=3,-2.068
19 WG=0,0,-1.632  PLD=0,-5.634  : 2-SGT.D + Pb
20 WG=0,0,-0.458  PLD=0,-2.068
21 WG=0,0,-1.836  PLD=4,-9.046,0,6,-3.006  : 2-TRAP.D + Pi
22 WG=0,0,-0.564  PLD=4,-3.457,0,6,-0.038
23 WG=0,0,-1.836  PLD=2,-3.006,0,4,-9.046  : 2-TRAP.D + Pa'
24 WG=0,0,-0.564  PLD=2,-0.038,0,4,-3.457
25 WG=0,0,-1.311  PLD=2,-4.444  : 2-SGT.E + Pa
26 WG=0,0,-0.292  PLD=2,-1.274
27 WG=0,0,-1.311  PLD=0,-4.444  : 2-SGT.E + Pb
28 WG=0,0,-0.292  PLD=0,-1.274
29 WG=0,0,-1.726  PLD=4,-10.783  : TRAP.C + TRAP.E + P
30 WG=0,0,-0.507  PLD=4,-4.129
31 WG=0,0,-1.203  PLD=0,-12.54  : 2-SGT.B + P
32 WG=0,0,-0.625  PLD=0,-5.675
C  BEBAN PADA ATAP [MATI & HIDUP]
33 WG=0,0,-0.445  PLD=4,-2.076  : SGT.A + P [MATI]
34 WG=0,0,-0.133  PLD=4,-0.501  : SGT.A + P [HIDUP]
35 WG=0,0,-0.445  : SGT.A
36 WG=0,0,-0.133
37 WG=0,0,-0.492  : TRAP.A
38 WG=0,0,-0.147
39 WG=0,0,-0.984  : 2-TRAP.A
40 WG=0,0,-0.294
41 WG=0,0,-0.881  PLD=4,-6.694  : SGT.A + TRAP.C + P
42 WG=0,0,-0.263  PLD=4,-1.547
43 WG=0,0,-0.881  PLD=4,-8.286  : SGT.B + TRAP.C + P
44 WG=0,0,-0.263  PLD=4,-1.902

```

45 WG=0,0,-0.389 PLD=3.5,-3.845 : SGT.C + P  
 46 WG=0,0,-0.117 PLD=3.5,-0.886 : 2-SGT.C + P  
 47 WG=0,0,-0.779 PLD=3.5,-7.690 : 2-SGT.B + P  
 48 WG=0,0,-0.233 PLD=3.5,-1.772  
 49 WG=0,0,-0.916 PLD=4,-8.494  
 50 WG=0,0,-0.266 PLD=4,-1.966

C === KOLOM ===

1,1,2	M=1	LP=2,0	MS=0,652	G=48,10,10,10
2,2,3	M=1	LP=2,0	MS=652,653	G=48,10,10,10
3,3,4	M=1	LP=2,0	MS=653,654	G=48,10,10,10
4,4,5	M=2	LP=2,0	MS=654,655	G=48,10,10,10
5,5,6	M=2	LP=2,0	MS=655,656	G=48,10,10,10
6,6,7	M=2	LP=2,0	MS=656,657	G=48,10,10,10
7,7,8	M=3	LP=2,0	MS=657,658	G=48,10,10,10
8,8,9	M=3	LP=2,0	MS=658,659	G=48,10,10,10
9,9,10	M=3	LP=2,0	MS=659,660	G=48,10,10,10

C =====

C LANTAI.2

C =====

C BALOK // Sb.X

492,12,2	M=4	LP=2,0	MS=652,652	NSL=3,4	G=7,10,20,20
572,322,12	M=4	LP=2,0	MS=652,652	NSL=1,2	G=1,120,30,120
582,22,322	M=4	LP=2,0	MS=652,652	NSL=1,2	G=1,120,120,30
592,332,52	M=4	LP=2,0	MS=652,652	NSL=9,10	G=1,80,10,40
602,62,332	M=4	LP=2,0	MS=652,652	NSL=9,10	G=1,80,40,10
612,412,402	M=4	LP=2,0	MS=652,652	NSL=29,30	G=1,40,60,60
622,422,412	M=4	LP=2,0	MS=652,652	NSL=29,30	G=1,40,60,60
632,442,432	M=4	LP=2,0	MS=652,652	NSL=21,22	
642,452,442	M=4	LP=2,0	MS=652,652	NSL=23,24	
712,202,162	M=4	LP=2,0	MS=652,652	NSL=5,6	G=1,40,30,30
822,282,242	M=4	LP=2,0	MS=652,652	NSL=5,6	G=1,40,30,30
722,212,172	M=4	LP=2,0	MS=652,652	NSL=7,8	G=1,20,10,10
832,292,252	M=4	LP=2,0	MS=652,652	NSL=7,8	G=1,20,10,10
732,372,362	M=4	LP=2,0	MS=652,652	NSL=7,8	G=1,110,20,20
762,402,212	M=4	LP=2,0	MS=652,652	NSL=13,14	G=1,20,60,10
792,252,422	M=4	LP=2,0	MS=652,652	NSL=13,14	G=1,20,10,60
772,432,372	M=4	LP=2,0	MS=652,652	NSL=15,16	G=1,30,-50,80

C === BALOK // Sb.Y ===

872,42,2	M=4	LP=3,0	MS=652,652	NSL=5,6	G=1,150,80,80
882,52,12	M=4	LP=3,0	MS=652,652	NSL=7,8	G=1,150,80,80
892,332,322	M=4	LP=3,0	MS=652,652	NSL=7,8	G=1,150,20,20
902,62,22	M=4	LP=3,0	MS=652,652	NSL=7,8	G=1,150,80,80
912,72,32	M=4	LP=3,0	MS=652,652	NSL=5,6	G=1,150,80,80
922,402,52	M=4	LP=3,0	MS=652,652	NSL=13,14	G=1,20,20,10
992,92,462	M=4	LP=3,0	MS=652,652	NSL=13,14	G=1,20,10,20
932,412,332	M=4	LP=3,0	MS=652,652	NSL=15,16	G=1,70,-70,140
952,432,402	M=4	LP=3,0	MS=652,652	NSL=11,12	G=1,10,20,20
972,462,432	M=4	LP=3,0	MS=652,652	NSL=11,12	G=1,10,20,20
1072,172,162	M=4	LP=3,0	MS=652,652	NSL=3,4	G=7,10,20,20
1152,362,172	M=4	LP=3,0	MS=652,652	NSL=1,2	G=1,60,30,120
1162,182,362	M=4	LP=3,0	MS=652,652	NSL=1,2	G=1,60,120,30
1172,372,212	M=4	LP=3,0	MS=652,652	NSL=9,10	G=1,20,10,40
1182,222,372	M=4	LP=3,0	MS=652,652	NSL=9,10	G=1,20,40,10

1232,662,412	M=4	LP=3,0	MS=652,652	NSL=27,28
1242,442,672	M=4	LP=3,0	MS=652,652	NSL=25,26
1252,472,442	M=4	LP=3,0	MS=652,652	NSL=31,32

C =====

C LANTAI.3

C =====

C BALOK // Sb.X

493,13,3	M=4	LP=2,0	MS=653,653	NSL=3,4	G=7,10,20,20
573,323,13	M=4	LP=2,0	MS=653,653	NSL=1,2	G=1,120,30,120
583,23,323	M=4	LP=2,0	MS=653,653	NSL=1,2	G=1,120,120,30
593,333,53	M=4	LP=2,0	MS=653,653	NSL=9,10	G=1,80,10,40
603,63,333	M=4	LP=2,0	MS=653,653	NSL=9,10	G=1,80,40,10
613,413,403	M=4	LP=2,0	MS=653,653	NSL=29,30	G=1,40,60,60
623,423,413	M=4	LP=2,0	MS=653,653	NSL=29,30	G=1,40,60,60
633,443,433	M=4	LP=2,0	MS=653,653	NSL=21,22	
643,453,443	M=4	LP=2,0	MS=653,653	NSL=23,24	
713,203,163	M=4	LP=2,0	MS=653,653	NSL=5,6	G=1,40,30,30
823,283,243	M=4	LP=2,0	MS=653,653	NSL=5,6	G=1,40,30,30
723,213,173	M=4	LP=2,0	MS=653,653	NSL=7,8	G=1,20,10,10
833,293,253	M=4	LP=2,0	MS=653,653	NSL=7,8	G=1,20,10,10
733,373,363	M=4	LP=2,0	MS=653,653	NSL=7,8	G=1,110,20,20
763,403,213	M=4	LP=2,0	MS=653,653	NSL=13,14	G=1,20,60,10
793,253,423	M=4	LP=2,0	MS=653,653	NSL=13,14	G=1,20,10,60
773,433,373	M=4	LP=2,0	MS=653,653	NSL=15,16	G=1,30,-50,80

C === BALOK // Sb.Y ===

873,43,3	M=4	LP=3,0	MS=653,653	NSL=5,6	G=1,150,80,80
883,53,13	M=4	LP=3,0	MS=653,653	NSL=7,8	G=1,150,80,80
893,333,323	M=4	LP=3,0	MS=653,653	NSL=7,8	G=1,150,20,20
903,63,23	M=4	LP=3,0	MS=653,653	NSL=7,8	G=1,150,80,80
913,73,33	M=4	LP=3,0	MS=653,653	NSL=5,6	G=1,150,80,80
923,403,53	M=4	LP=3,0	MS=653,653	NSL=13,14	G=1,20,20,10
993,93,463	M=4	LP=3,0	MS=653,653	NSL=13,14	G=1,20,10,20
933,413,333	M=4	LP=3,0	MS=653,653	NSL=15,16	G=1,70,-70,140
953,433,403	M=4	LP=3,0	MS=653,653	NSL=11,12	G=1,10,20,20
973,463,433	M=4	LP=3,0	MS=653,653	NSL=11,12	G=1,10,20,20
1073,173,163	M=4	LP=3,0	MS=653,653	NSL=3,4	G=7,10,20,20
1153,363,173	M=4	LP=3,0	MS=653,653	NSL=1,2	G=1,60,30,120
1163,183,363	M=4	LP=3,0	MS=653,653	NSL=1,2	G=1,60,120,30
1173,373,213	M=4	LP=3,0	MS=653,653	NSL=9,10	G=1,20,10,40
1183,223,373	M=4	LP=3,0	MS=653,653	NSL=9,10	G=1,20,40,10
1233,663,413	M=4	LP=3,0	MS=653,653	NSL=27,28	
1243,443,673	M=4	LP=3,0	MS=653,653	NSL=25,26	
1253,683,443	M=4	LP=3,0	MS=653,653	NSL=19,20	
1263,473,693	M=4	LP=3,0	MS=653,653	NSL=25,26	

C =====

C LANTAI.4

C =====

C BALOK // Sb.X

494,14,4	M=4	LP=2,0	MS=654,654	NSL=3,4	G=7,10,20,20
574,324,14	M=4	LP=2,0	MS=654,654	NSL=1,2	G=1,120,30,120
584,24,324	M=4	LP=2,0	MS=654,654	NSL=1,2	G=1,120,120,30
594,334,54	M=4	LP=2,0	MS=654,654	NSL=9,10	G=1,80,10,40
604,64,334	M=4	LP=2,0	MS=654,654	NSL=9,10	G=1,80,40,10

614,414,404	M=4	LP=2,0	MS=654,654	NSL=29,30	G=1,40,60,60
624,424,414	M=4	LP=2,0	MS=654,654	NSL=29,30	G=1,40,60,60
634,444,434	M=4	LP=2,0	MS=654,654	NSL=21,22	
644,454,444	M=4	LP=2,0	MS=654,654	NSL=23,24	
714,204,164	M=4	LP=2,0	MS=654,654	NSL=5,6	G=1,40,30,30
824,284,244	M=4	LP=2,0	MS=654,654	NSL=5,6	G=1,40,30,30
724,214,174	M=4	LP=2,0	MS=654,654	NSL=7,8	G=1,20,10,10
834,294,254	M=4	LP=2,0	MS=654,654	NSL=7,8	G=1,20,10,10
734,374,364	M=4	LP=2,0	MS=654,654	NSL=7,8	G=1,110,20,20
764,404,214	M=4	LP=2,0	MS=654,654	NSL=13,14	G=1,20,60,10
794,254,424	M=4	LP=2,0	MS=654,654	NSL=13,14	G=1,20,10,60
774,434,374	M=4	LP=2,0	MS=654,654	NSL=15,16	G=1,30,-50,80
C === BALOK // Sb.Y ===					
874,44,4	M=4	LP=3,0	MS=654,654	NSL=5,6	G=1,150,80,80
884,54,14	M=4	LP=3,0	MS=654,654	NSL=7,8	G=1,150,80,80
894,334,324	M=4	LP=3,0	MS=654,654	NSL=7,8	G=1,150,20,20
904,64,24	M=4	LP=3,0	MS=654,654	NSL=7,8	G=1,150,80,80
914,74,34	M=4	LP=3,0	MS=654,654	NSL=5,6	G=1,150,80,80
924,404,54	M=4	LP=3,0	MS=654,654	NSL=13,14	G=1,20,20,10
994,94,464	M=4	LP=3,0	MS=654,654	NSL=13,14	G=1,20,10,20
934,414,334	M=4	LP=3,0	MS=654,654	NSL=15,16	G=1,70,-70,140
954,434,404	M=4	LP=3,0	MS=654,654	NSL=11,12	G=1,10,20,20
974,464,434	M=4	LP=3,0	MS=654,654	NSL=11,12	G=1,10,20,20
1074,174,164	M=4	LP=3,0	MS=654,654	NSL=3,4	G=7,10,20,20
1154,364,174	M=4	LP=3,0	MS=654,654	NSL=1,2	G=1,60,30,120
1164,184,364	M=4	LP=3,0	MS=654,654	NSL=1,2	G=1,60,120,30
1174,374,214	M=4	LP=3,0	MS=654,654	NSL=9,10	G=1,20,10,40
1184,224,374	M=4	LP=3,0	MS=654,654	NSL=9,10	G=1,20,40,10
1234,664,414	M=4	LP=3,0	MS=654,654	NSL=27,28	
1244,444,674	M=4	LP=3,0	MS=654,654	NSL=25,26	
1254,684,444	M=4	LP=3,0	MS=654,654	NSL=19,20	
1264,474,694	M=4	LP=3,0	MS=654,654	NSL=25,26	
C =====					
C LANTAI.5					
C =====					
C BALOK // Sb.X					
495,15,5	M=4	LP=2,0	MS=655,655	NSL=3,4	G=7,10,20,20
575,325,15	M=4	LP=2,0	MS=655,655	NSL=1,2	G=1,120,30,120
585,25,325	M=4	LP=2,0	MS=655,655	NSL=1,2	G=1,120,120,30
595,335,55	M=4	LP=2,0	MS=655,655	NSL=9,10	G=1,80,10,40
605,65,335	M=4	LP=2,0	MS=655,655	NSL=9,10	G=1,80,40,10
615,415,405	M=4	LP=2,0	MS=655,655	NSL=29,30	G=1,40,60,60
625,425,415	M=4	LP=2,0	MS=655,655	NSL=29,30	G=1,40,60,60
635,445,435	M=4	LP=2,0	MS=655,655	NSL=21,22	
645,455,445	M=4	LP=2,0	MS=655,655	NSL=23,24	
715,205,165	M=4	LP=2,0	MS=655,655	NSL=5,6	G=1,40,30,30
825,285,245	M=4	LP=2,0	MS=655,655	NSL=5,6	G=1,40,30,30
725,215,175	M=4	LP=2,0	MS=655,655	NSL=7,8	G=1,20,10,10
835,295,255	M=4	LP=2,0	MS=655,655	NSL=7,8	G=1,20,10,10
735,375,365	M=4	LP=2,0	MS=655,655	NSL=7,8	G=1,110,20,20
765,405,215	M=4	LP=2,0	MS=655,655	NSL=13,14	G=1,20,60,10
795,255,425	M=4	LP=2,0	MS=655,655	NSL=13,14	G=1,20,10,60
775,435,375	M=4	LP=2,0	MS=655,655	NSL=15,16	G=1,30,-50,80



C === BALOK // Sb.Y ===

875,45,5	M=4	LP=3,0	MS=655,655	NSL=5,6	G=1,150,80,80
885,55,15	M=4	LP=3,0	MS=655,655	NSL=7,8	G=1,150,80,80
895,335,325	M=4	LP=3,0	MS=655,655	NSL=7,8	G=1,150,20,20
905,65,25	M=4	LP=3,0	MS=655,655	NSL=7,8	G=1,150,80,80
915,75,35	M=4	LP=3,0	MS=655,655	NSL=5,6	G=1,150,80,80
925,405,55	M=4	LP=3,0	MS=655,655	NSL=13,14	G=1,20,20,10
995,95,465	M=4	LP=3,0	MS=655,655	NSL=13,14	G=1,20,10,20
935,415,335	M=4	LP=3,0	MS=655,655	NSL=15,16	G=1,70,-70,140
955,435,405	M=4	LP=3,0	MS=655,655	NSL=11,12	G=1,10,20,20
975,465,435	M=4	LP=3,0	MS=655,655	NSL=11,12	G=1,10,20,20
1075,175,165	M=4	LP=3,0	MS=655,655	NSL=3,4	G=7,10,20,20
1155,365,175	M=4	LP=3,0	MS=655,655	NSL=1,2	G=1,60,30,120
1165,185,365	M=4	LP=3,0	MS=655,655	NSL=1,2	G=1,60,120,30
1175,375,215	M=4	LP=3,0	MS=655,655	NSL=9,10	G=1,20,10,40
1185,225,375	M=4	LP=3,0	MS=655,655	NSL=9,10	G=1,20,40,10
1235,665,415	M=4	LP=3,0	MS=655,655	NSL=27,28	
1245,445,675	M=4	LP=3,0	MS=655,655	NSL=25,26	
1255,685,445	M=4	LP=3,0	MS=655,655	NSL=19,20	
1265,475,695	M=4	LP=3,0	MS=655,655	NSL=25,26	

C =====

C LANTAI.6

C =====

C BALOK // Sb.X

496,16,6	M=4	LP=2,0	MS=656,656	NSL=3,4	G=7,10,20,20
576,326,16	M=4	LP=2,0	MS=656,656	NSL=1,2	G=1,120,30,120
586,26,326	M=4	LP=2,0	MS=656,656	NSL=1,2	G=1,120,120,30
596,336,56	M=4	LP=2,0	MS=656,656	NSL=9,10	G=1,80,10,40
606,66,336	M=4	LP=2,0	MS=656,656	NSL=9,10	G=1,80,40,10
616,416,406	M=4	LP=2,0	MS=656,656	NSL=29,30	G=1,40,60,60
626,426,416	M=4	LP=2,0	MS=656,656	NSL=29,30	G=1,40,60,60
636,446,436	M=4	LP=2,0	MS=656,656	NSL=21,22	
646,456,446	M=4	LP=2,0	MS=656,656	NSL=23,24	
716,206,166	M=4	LP=2,0	MS=656,656	NSL=5,6	G=1,40,30,30
826,286,246	M=4	LP=2,0	MS=656,656	NSL=5,6	G=1,40,30,30
726,216,176	M=4	LP=2,0	MS=656,656	NSL=7,8	G=1,20,10,10
836,296,256	M=4	LP=2,0	MS=656,656	NSL=7,8	G=1,20,10,10
736,376,366	M=4	LP=2,0	MS=656,656	NSL=7,8	G=1,110,20,20
766,406,216	M=4	LP=2,0	MS=656,656	NSL=13,14	G=1,20,60,10
796,256,426	M=4	LP=2,0	MS=656,656	NSL=13,14	G=1,20,10,60
776,436,376	M=4	LP=2,0	MS=656,656	NSL=15,16	G=1,30,-50,80

C === BALOK // Sb.Y ===

876,46,6	M=4	LP=3,0	MS=656,656	NSL=5,6	G=1,150,80,80
886,56,16	M=4	LP=3,0	MS=656,656	NSL=7,8	G=1,150,80,80
896,336,326	M=4	LP=3,0	MS=656,656	NSL=7,8	G=1,150,20,20
906,66,26	M=4	LP=3,0	MS=656,656	NSL=7,8	G=1,150,80,80
916,76,36	M=4	LP=3,0	MS=656,656	NSL=5,6	G=1,150,80,80
926,406,56	M=4	LP=3,0	MS=656,656	NSL=13,14	G=1,20,20,10
996,96,466	M=4	LP=3,0	MS=656,656	NSL=13,14	G=1,20,10,20
936,416,336	M=4	LP=3,0	MS=656,656	NSL=15,16	G=1,70,-70,140
956,436,406	M=4	LP=3,0	MS=656,656	NSL=11,12	G=1,10,20,20
976,466,436	M=4	LP=3,0	MS=656,656	NSL=11,12	G=1,10,20,20
1076,176,166	M=4	LP=3,0	MS=656,656	NSL=3,4	G=7,10,20,20

1156,366,176	M=4	LP=3,0	MS=656,656	NSL=1,2	G=1,60,30,120
1166,186,366	M=4	LP=3,0	MS=656,656	NSL=1,2	G=1,60,120,30
1176,376,216	M=4	LP=3,0	MS=656,656	NSL=9,10	G=1,20,10,40
1186,226,376	M=4	LP=3,0	MS=656,656	NSL=9,10	G=1,20,40,10
1236,666,416	M=4	LP=3,0	MS=656,656	NSL=27,28	
1246,446,676	M=4	LP=3,0	MS=656,656	NSL=25,26	
1256,686,446	M=4	LP=3,0	MS=656,656	NSL=19,20	
1266,476,696	M=4	LP=3,0	MS=656,656	NSL=25,26	

C =====

C LANTAI.7

C =====

C BALOK // Sb.X

497,17,7	M=4	LP=2,0	MS=657,657	NSL=3,4	G=7,10,20,20
577,327,17	M=4	LP=2,0	MS=657,657	NSL=1,2	G=1,120,30,120
587,27,327	M=4	LP=2,0	MS=657,657	NSL=1,2	G=1,120,120,30
597,337,57	M=4	LP=2,0	MS=657,657	NSL=9,10	G=1,80,10,40
607,67,337	M=4	LP=2,0	MS=657,657	NSL=9,10	G=1,80,40,10
617,417,407	M=4	LP=2,0	MS=657,657	NSL=29,30	G=1,40,60,60
627,427,417	M=4	LP=2,0	MS=657,657	NSL=29,30	G=1,40,60,60
637,447,437	M=4	LP=2,0	MS=657,657	NSL=21,22	
647,457,447	M=4	LP=2,0	MS=657,657	NSL=23,24	
717,207,167	M=4	LP=2,0	MS=657,657	NSL=5,6	G=1,40,30,30
827,287,247	M=4	LP=2,0	MS=657,657	NSL=5,6	G=1,40,30,30
727,217,177	M=4	LP=2,0	MS=657,657	NSL=7,8	G=1,20,10,10
837,297,257	M=4	LP=2,0	MS=657,657	NSL=7,8	G=1,20,10,10
737,377,367	M=4	LP=2,0	MS=657,657	NSL=7,8	G=1,110,20,20
767,407,217	M=4	LP=2,0	MS=657,657	NSL=13,14	G=1,20,60,10
797,257,427	M=4	LP=2,0	MS=657,657	NSL=13,14	G=1,20,10,60
777,437,377	M=4	LP=2,0	MS=657,657	NSL=15,16	G=1,30,-50,80

C === BALOK // Sb.Y ===

877,47,7	M=4	LP=3,0	MS=657,657	NSL=5,6	G=1,150,80,80
887,57,17	M=4	LP=3,0	MS=657,657	NSL=7,8	G=1,150,80,80
897,337,327	M=4	LP=3,0	MS=657,657	NSL=7,8	G=1,150,20,20
907,67,27	M=4	LP=3,0	MS=657,657	NSL=7,8	G=1,150,80,80
917,77,37	M=4	LP=3,0	MS=657,657	NSL=5,6	G=1,150,80,80
927,407,57	M=4	LP=3,0	MS=657,657	NSL=13,14	G=1,20,20,10
997,97,467	M=4	LP=3,0	MS=657,657	NSL=13,14	G=1,20,10,20
937,417,337	M=4	LP=3,0	MS=657,657	NSL=15,16	G=1,70,-70,140
957,437,407	M=4	LP=3,0	MS=657,657	NSL=11,12	G=1,10,20,20
977,467,437	M=4	LP=3,0	MS=657,657	NSL=11,12	G=1,10,20,20
1077,177,167	M=4	LP=3,0	MS=657,657	NSL=3,4	G=7,10,20,20
1157,367,177	M=4	LP=3,0	MS=657,657	NSL=1,2	G=1,60,30,120
1167,187,367	M=4	LP=3,0	MS=657,657	NSL=1,2	G=1,60,120,30
1177,377,217	M=4	LP=3,0	MS=657,657	NSL=9,10	G=1,20,10,40
1187,227,377	M=4	LP=3,0	MS=657,657	NSL=9,10	G=1,20,40,10
1237,667,417	M=4	LP=3,0	MS=657,657	NSL=27,28	
1247,447,677	M=4	LP=3,0	MS=657,657	NSL=25,26	
1257,687,447	M=4	LP=3,0	MS=657,657	NSL=19,20	
1267,477,697	M=4	LP=3,0	MS=657,657	NSL=25,26	

C =====

C LANTAI.8

C =====

C BALOK // Sb.X

HALAMAN. 15

498,18,8	M=4	LP=2,0	MS=658,658	NSL=3,4	G=7,10,20,20
578,328,18	M=4	LP=2,0	MS=658,658	NSL=1,2	G=1,120,30,120
588,28,328	M=4	LP=2,0	MS=658,658	NSL=1,2	G=1,120,120,30
598,338,58	M=4	LP=2,0	MS=658,658	NSL=9,10	G=1,80,10,40
608,68,338	M=4	LP=2,0	MS=658,658	NSL=9,10	G=1,80,40,10
618,418,408	M=4	LP=2,0	MS=658,658	NSL=29,30	G=1,40,60,60
628,428,418	M=4	LP=2,0	MS=658,658	NSL=29,30	G=1,40,60,60
638,448,438	M=4	LP=2,0	MS=658,658	NSL=21,22	
648,458,448	M=4	LP=2,0	MS=658,658	NSL=23,24	
718,208,168	M=4	LP=2,0	MS=658,658	NSL=5,6	G=1,40,30,30
828,288,248	M=4	LP=2,0	MS=658,658	NSL=5,6	G=1,40,30,30
728,218,178	M=4	LP=2,0	MS=658,658	NSL=7,8	G=1,20,10,10
838,298,258	M=4	LP=2,0	MS=658,658	NSL=7,8	G=1,20,10,10
738,378,368	M=4	LP=2,0	MS=658,658	NSL=7,8	G=1,110,20,20
768,408,218	M=4	LP=2,0	MS=658,658	NSL=13,14	G=1,20,60,10
798,258,428	M=4	LP=2,0	MS=658,658	NSL=13,14	G=1,20,10,60
778,438,378	M=4	LP=2,0	MS=658,658	NSL=15,16	G=1,30,-50,80

C === BALOK // Sb.Y ===

878,48,8	M=4	LP=3,0	MS=658,658	NSL=5,6	G=1,150,80,80
888,58,18	M=4	LP=3,0	MS=658,658	NSL=7,8	G=1,150,80,80
898,338,328	M=4	LP=3,0	MS=658,658	NSL=7,8	G=1,150,20,20
908,68,28	M=4	LP=3,0	MS=658,658	NSL=7,8	G=1,150,80,80
918,78,38	M=4	LP=3,0	MS=658,658	NSL=5,6	G=1,150,80,80
928,408,58	M=4	LP=3,0	MS=658,658	NSL=13,14	G=1,20,20,10
998,98,468	M=4	LP=3,0	MS=658,658	NSL=13,14	G=1,20,10,20
938,418,338	M=4	LP=3,0	MS=658,658	NSL=15,16	G=1,70,-70,140
958,438,408	M=4	LP=3,0	MS=658,658	NSL=11,12	G=1,10,20,20
978,468,438	M=4	LP=3,0	MS=658,658	NSL=11,12	G=1,10,20,20
1078,178,168	M=4	LP=3,0	MS=658,658	NSL=3,4	G=7,10,20,20
1158,368,178	M=4	LP=3,0	MS=658,658	NSL=1,2	G=1,60,30,120
1168,188,368	M=4	LP=3,0	MS=658,658	NSL=1,2	G=1,60,120,30
1178,378,218	M=4	LP=3,0	MS=658,658	NSL=9,10	G=1,20,10,40
1188,228,378	M=4	LP=3,0	MS=658,658	NSL=9,10	G=1,20,40,10
1238,668,418	M=4	LP=3,0	MS=658,658	NSL=27,28	
1248,448,678	M=4	LP=3,0	MS=658,658	NSL=25,26	
1258,688,448	M=4	LP=3,0	MS=658,658	NSL=19,20	
1268,478,698	M=4	LP=3,0	MS=658,658	NSL=25,26	

C =====

C LANTAI.9

C =====

C BALOK // Sb.X

499,19,9	M=4	LP=2,0	MS=659,659	NSL=3,4	G=7,10,20,20
579,329,19	M=4	LP=2,0	MS=659,659	NSL=1,2	G=1,120,30,120
589,29,329	M=4	LP=2,0	MS=659,659	NSL=1,2	G=1,120,120,30
599,339,59	M=4	LP=2,0	MS=659,659	NSL=9,10	G=1,80,10,40
609,69,339	M=4	LP=2,0	MS=659,659	NSL=9,10	G=1,80,40,10
619,419,409	M=4	LP=2,0	MS=659,659	NSL=29,30	G=1,40,60,60
629,429,419	M=4	LP=2,0	MS=659,659	NSL=29,30	G=1,40,60,60
639,449,439	M=4	LP=2,0	MS=659,659	NSL=21,22	
649,459,449	M=4	LP=2,0	MS=659,659	NSL=23,24	
719,209,169	M=4	LP=2,0	MS=659,659	NSL=5,6	G=1,40,30,30
829,289,249	M=4	LP=2,0	MS=659,659	NSL=5,6	G=1,40,30,30
729,219,179	M=4	LP=2,0	MS=659,659	NSL=7,8	G=1,20,10,10

839,299,259	M=4	LP=2,0	MS=659,659	NSL=7,8	G=1,20,10,10
739,379,369	M=4	LP=2,0	MS=659,659	NSL=7,8	G=1,110,20,20
769,409,219	M=4	LP=2,0	MS=659,659	NSL=13,14	G=1,20,60,10
799,259,429	M=4	LP=2,0	MS=659,659	NSL=13,14	G=1,20,10,60
779,439,379	M=4	LP=2,0	MS=659,659	NSL=15,16	G=1,30,-50,80
C === BALOK // Sb.Y ===					
879,49,9	M=4	LP=3,0	MS=659,659	NSL=5,6	G=1,150,80,80
889,59,19	M=4	LP=3,0	MS=659,659	NSL=7,8	G=1,150,80,80
899,339,329	M=4	LP=3,0	MS=659,659	NSL=7,8	G=1,150,20,20
909,69,29	M=4	LP=3,0	MS=659,659	NSL=7,8	G=1,150,80,80
919,79,39	M=4	LP=3,0	MS=659,659	NSL=5,6	G=1,150,80,80
929,409,59	M=4	LP=3,0	MS=659,659	NSL=13,14	G=1,20,20,10
999,99,469	M=4	LP=3,0	MS=659,659	NSL=13,14	G=1,20,10,20
939,419,339	M=4	LP=3,0	MS=659,659	NSL=15,16	G=1,70,-70,140
959,439,409	M=4	LP=3,0	MS=659,659	NSL=11,12	G=1,10,20,20
979,469,439	M=4	LP=3,0	MS=659,659	NSL=11,12	G=1,10,20,20
1079,179,169	M=4	LP=3,0	MS=659,659	NSL=3,4	G=7,10,20,20
1159,369,179	M=4	LP=3,0	MS=659,659	NSL=1,2	G=1,60,30,120
1169,189,369	M=4	LP=3,0	MS=659,659	NSL=1,2	G=1,60,120,30
1179,379,219	M=4	LP=3,0	MS=659,659	NSL=9,10	G=1,20,10,40
1189,229,379	M=4	LP=3,0	MS=659,659	NSL=9,10	G=1,20,40,10
1239,669,419	M=4	LP=3,0	MS=653,653	NSL=27,28	
1249,449,679	M=4	LP=3,0	MS=653,653	NSL=25,26	
1259,689,449	M=4	LP=3,0	MS=653,653	NSL=19,20	
1269,479,699	M=4	LP=3,0	MS=653,653	NSL=25,26	
C =====					
C            ATAP					
C =====					
C    BALOK // Sb.X					
500,20,10	M=4	LP=2,0	MS=660,660	NSL=35,36	G=7,10,20,20
580,330,20	M=4	LP=2,0	MS=660,660	NSL=33,34	G=1,120,30,120
590,30,330	M=4	LP=2,0	MS=660,660	NSL=33,34	G=1,120,120,30
600,340,60	M=4	LP=2,0	MS=660,660	NSL=41,42	G=1,80,10,40
610,70,340	M=4	LP=2,0	MS=660,660	NSL=41,42	G=1,80,40,10
620,420,410	M=4	LP=2,0	MS=660,660	NSL=43,44	G=1,40,60,60
630,430,420	M=4	LP=2,0	MS=660,660	NSL=43,44	G=1,40,60,60
640,450,440	M=4	LP=2,0	MS=660,660	NSL=49,50	
650,460,450	M=4	LP=2,0	MS=660,660	NSL=49,50	
720,210,170	M=4	LP=2,0	MS=660,660	NSL=37,38	G=1,40,30,30
830,290,250	M=4	LP=2,0	MS=660,660	NSL=37,38	G=1,40,30,30
730,220,180	M=4	LP=2,0	MS=660,660	NSL=39,40	G=1,20,10,10
840,300,260	M=4	LP=2,0	MS=660,660	NSL=39,40	G=1,20,10,10
740,380,370	M=4	LP=2,0	MS=660,660	NSL=39,40	G=1,110,20,20
770,410,220	M=4	LP=2,0	MS=660,660	NSL=45,46	G=1,20,60,10
800,260,430	M=4	LP=2,0	MS=660,660	NSL=45,46	G=1,20,10,60
780,440,380	M=4	LP=2,0	MS=660,660	NSL=47,48	G=1,30,-50,80
C === BALOK // Sb.Y ===					
880,50,10	M=4	LP=3,0	MS=660,660	NSL=37,38	G=1,150,80,80
890,60,20	M=4	LP=3,0	MS=660,660	NSL=39,40	G=1,150,80,80
900,340,330	M=4	LP=3,0	MS=660,660	NSL=39,40	G=1,150,20,20
910,70,30	M=4	LP=3,0	MS=660,660	NSL=39,40	G=1,150,80,80
920,80,40	M=4	LP=3,0	MS=660,660	NSL=37,38	G=1,150,80,80
930,410,60	M=4	LP=3,0	MS=660,660	NSL=45,46	G=1,20,20,10

1000,100,470	M=4	LP=3,0	MS=660,660	NSL=45,46	G=1,20,10,20
940,420,340	M=4	LP=3,0	MS=660,660	NSL=47,48	G=1,70,-70,140
960,440,410	M=4	LP=3,0	MS=660,660	NSL=43,44	G=1,10,20,20
980,470,440	M=4	LP=3,0	MS=660,660	NSL=43,44	G=1,10,20,20
1080,180,170	M=4	LP=3,0	MS=660,660	NSL=35,36	G=7,10,20,20
1160,370,180	M=4	LP=3,0	MS=660,660	NSL=33,34	G=1,60,30,120
1170,190,370	M=4	LP=3,0	MS=660,660	NSL=33,34	G=1,60,120,30
1180,380,220	M=4	LP=3,0	MS=660,660	NSL=41,42	G=1,20,10,40
1190,230,380	M=4	LP=3,0	MS=660,660	NSL=41,42	
1240,450,420	M=4	LP=3,0	MS=660,660	NSL=49,50	
1260,480,450	M=4	LP=3,0	MS=660,660	NSL=49,50	

:

LOADS

492,499,1	L=1	F=0,0,0,-1.600
492,499,1	L=2	F=0,0,0,-0.712
502,509,1	L=1	F=0,0,0,-1.600
502,509,1	L=2	F=0,0,0,-0.712
582,589,1	L=1	F=0,0,0,-1.600
582,589,1	L=2	F=0,0,0,-0.712
592,599,1	L=1	F=0,0,0,-1.600
592,599,1	L=2	F=0,0,0,-0.712
552,559,1	L=1	F=0,0,0,-1.549
552,559,1	L=2	F=0,0,0,-0.701
542,549,1	L=1	F=0,0,0,-1.549
542,549,1	L=2	F=0,0,0,-0.701
622,639,1	L=1	F=0,0,0,-1.549
622,639,1	L=2	F=0,0,0,-0.701
632,639,1	L=1	F=0,0,0,-1.549
632,639,1	L=2	F=0,0,0,-0.701
562,569,1	L=1	F=0,0,0,-6.809
562,569,1	L=2	F=0,0,0,-2.971
532,539,1	L=1	F=0,0,0,-6.809
532,539,1	L=2	F=0,0,0,-2.971
612,619,1	L=1	F=0,0,0,-6.809
612,619,1	L=2	F=0,0,0,-2.971
642,649,1	L=1	F=0,0,0,-6.809
642,649,1	L=2	F=0,0,0,-2.971
500,510,10	L=1	F=0,0,0,-1.600
500,510,10	L=2	F=0,0,0,-0.712
550,560,10	L=1	F=0,0,0,-1.600
550,560,10	L=2	F=0,0,0,-0.712
590,600,10	L=1	F=0,0,0,-1.600
590,600,10	L=2	F=0,0,0,-0.712
630,640,10	L=1	F=0,0,0,-1.600
630,640,10	L=2	F=0,0,0,-0.712
520,550,10	L=1	F=0,0,0,-1.549
520,550,10	L=2	F=0,0,0,-0.701
570,580,10	L=1	F=0,0,0,-1.549
570,580,10	L=2	F=0,0,0,-0.701
610,620,10	L=1	F=0,0,0,-1.549
610,620,10	L=2	F=0,0,0,-0.701

:

SPEC  
A=0 S=9.81 D=0.05 : MEMUKUL SEARAH SUMBU - X  
0 0.045  
0.5 0.045 :ZONE 4  
1 0.045 :TANAH LUNAK  
2 0.025  
3 0.025  
:  
COMBO  
1 C=1,0 : BEBAN MATI  
2 C=0,1 : BEBAN HIDUP  
3 C=0,0 D=1.0 : BEBAN GEMPA  
:

SPEC

A=90 S=9.81 D=0.05 : MEMUKUL SEARAH SUMBU - Y

0 0.045

0.5 0.045

:ZONE 4

1 0.045

:TANAH LUNAK

2 0.025

3 0.025

:

COMBO

1 C=1,0

: BEBAN MATI

2 C=0,1

: BEBAN HIDUP

3 C=0,0

D=1.0

: BEBAN GEMPA

:

## BAB VI

# PERHITUNGAN STRUKTUR UTAMA

Tingkat Daktilitas Penuh (tiga) atau yang lebih dikenal dengan istilah **Disain Kapasitas**, yaitu struktur beton diproporsikan berdasarkan suatu persyaratan khusus yang memungkinkan struktur memberi respons inelastis terhadap beban siklis yang bekerja dan mampu menjamin pengembangan mekanisme sendi plastis dengan kapasitas disipasi energi yang diperlukan tanpa mengalami keruntuhan.

Dengan demikian terjadinya mekanisme sendi plastis harus dikendalikan atau dipaksakan agar terjadi di tempat-tempat yang diinginkan (pada balok), dengan cara meningkatkan unsur-unsur yang berbatasan dengannya (pada kolom). Pengertian ini mengandung arti yaitu **Kolom Kuat Balok Lemah**.

Selain itu keruntuhan pada balok harus **bersifat daktail** yaitu akibat keruntuhan lentur, bukan karena keruntuhan geser. Hal ini untuk memberikan peringatan sebelum keruntuhan terjadi, yaitu dengan terjadinya perubahan bentuk.

Kolom harus direncanakan lebih kuat dari pada baloknya dengan memperhitungkan pengaruh terbentuknya sendi plastis pada ujung balok kiri dan kanan kolom serta pengaruh over strength balok.



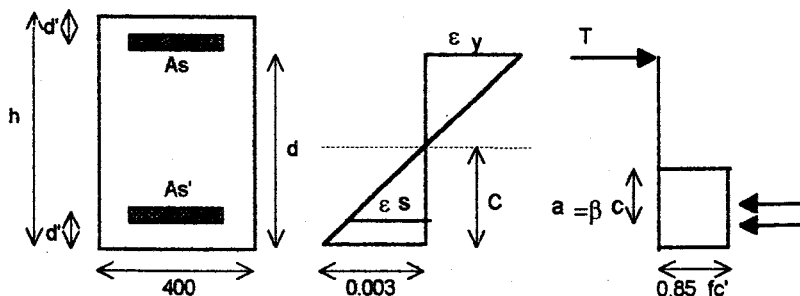
Dengan demikian *struktur harus mampu melakukan perubahan bentuk secara daktail* dengan memencarkan energi gempa dan membatasi gaya gempa yang masuk ke dalam struktur utama. Untuk memencarkan energi itu ditandai dengan terbentuknya sendi-sendi plastis pada tempat-tempat yang sudah direncanakan, yaitu di balok beban rancang lateral dasar yang ditetapkan dalam PPTGIUG '83 harus diperhitungkan dengan faktor jenis struktur ( K ) sebesar 1.

## VI.1 KOMPONEN STRUKTUR BALOK

### VI.1.1 PERENCANAAN TERHADAP BEBAN LENTUR

*Urutan perhitungannya :*

1. Tentukan dulu  $A_{sy}$  untuk keadaan leleh dari tulangan tekan, berdasarkan kesetimbangan gaya :



$$T_y = C_{cy} + C_{sy}$$

di mana :

$$X_y = \frac{0.003}{0.003 - (f_y / E_s)} \cdot d'$$

$$a_y = \beta_1 \cdot X_y$$

$$\begin{aligned} C_{cy} &= 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a_y \\ &= 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot \beta_1 \cdot \frac{0,003}{0,003 - (f_y / E_s)} \cdot d' \end{aligned}$$

$$C_{sy} = (f_y - 0,85 \cdot f_c') \cdot A_s'$$

$$T_y = A_{sy} \cdot f_y$$

jadi :

$$A_{sy} \cdot f_y = (0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot \beta_1 \cdot \frac{0,003}{0,003 - (f_y / E_s)} \cdot d') + (f_y - 0,85 \cdot f_c') \cdot A_s'$$

$$A_{sy} = (0,85 \cdot \frac{f_c'}{f_y} \cdot b \cdot \beta_1 \cdot \frac{0,003}{0,003 - (f_y / E_s)} \cdot d') + (1 - 0,85 \frac{f_c'}{f_y}) \cdot A_s'$$

dan

$$\epsilon_s' = 0,003 \cdot \left( 1 - \frac{d'}{c} \right)$$

2. Jika  $A_s$  yang sebenarnya lebih besar dari  $A_{sy}$ , maka  $X$  sebenarnya akan lebih besar dari  $X_y$ ,  $\epsilon_s' > \epsilon_y$  dan tulangan tekan sudah leleh

$$M_n = C_s \cdot (d - d') + C_c \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

dengan :

$$C_s = (f_y - 0,85 \cdot f_c') \cdot A_s'$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a$$

$$a = \frac{f_y \cdot d}{0,85 \cdot f_c'} \cdot \left[ \rho - \rho' \left( 1 - \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \right) \right]$$

3. Jika  $A_s$  yang sebenarnya lebih kecil dari  $A_{sy}$ , maka  $X$  sebenarnya akan lebih kecil dari  $X_y$ ,  $\epsilon_s' < \epsilon_y$  dan tulangan tekan belum leleh.

$$M_n = C_s \cdot (d - d') + C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

dengan :

$$C_s = (f_s' - 0,85 \cdot f_c') \cdot A_s'$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a$$

Dengan menggunakan persamaan kwadrat :

$$A \cdot c^2 + B \cdot c + C = 0$$

di mana :

$$A = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot \beta_1$$

$$B = 0,003 \cdot A_s' \cdot E_s - 0,85 \cdot f_c' \cdot A_s' - A_s \cdot f_y$$

$$C = -0,003 \cdot A_s' \cdot d' \cdot E_s$$

dari persamaan kwadrat di atas, letak garis netral terhadap serat tertekan terluar beton dapat dihitung maka :

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a$$

$$C_s = (\epsilon_s' - 0,85 \cdot f_c') \cdot A_s'$$

$$\epsilon_s' = 0,003 \cdot \left(1 - \frac{d'}{c}\right)$$

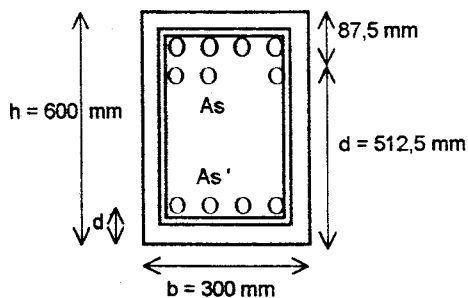
dan

$$M_n = C_s \cdot (d - d') + C_c \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2}\right)$$

**Contoh Perhitungan 6.1 :**

Kontrol kuat lentur balok induk As.5 E-I , berdimensi  $h = 600 \text{ mm}$   $b = 300 \text{ mm}$  dengan mutu beton  $f_c' = 30 \text{ MPa}$  dan mutu baja  $f_y = 320 \text{ MPa}$  di mana dari analisa struktur dengan bantuan program software SAP '90 didapat :

$$Mu.\text{tumpuan} = 39,85 \text{ t} \rightarrow Mn.\text{perlu} = 49,8125 \text{ t.m}$$



Dipakai :

$$\text{- tul. tarik } 7.D25 \text{ As} = 3436 \text{ mm}^2$$

$$\text{- tul. tekan } 4.D25 \text{ As}' = 1964 \text{ mm}^2$$

$$\text{tebal pelindung beton} = 40 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.16.7}$$

$$d' = \text{tebal pelindung beton} + \phi. \text{ sengkang} + 0,5 \phi. \text{ tulangan utama}$$

$$= 40 + 10 + 0,5 \cdot 25 = 62,5 \text{ mm}$$

tinggi manfaat balok :

$$d = h - d'$$

$$= 600 - (62,5 + 25 + 12,5) = 512,5 \text{ mm.}$$

Jika tulangan tekan mencapai leleh :

$$X_y = \frac{0.003}{0.003 - (f_y / E_s)} \cdot d'$$

$$= \frac{0.003}{0.003 - (320 / 2.E5)} \cdot 62,5 = 133,929 \text{ mm.}$$

$$a_y = \beta_1 \cdot X_y$$

$$= 0,85 \cdot 133,929 = 113,839$$

$$C_{cy} = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a_y$$

$$= 0,85 \cdot 30 \cdot 300 \cdot 113,839 = 870873$$

$$C_{sy} = (f_y - 0,85 \cdot f_c') \cdot A_s'$$

$$= (320 - 0,85 \cdot 30) \cdot 1964 = 578398 \text{ N}$$

$$T_y = C_{cy} + C_{sy}$$

$$= 870873 + 578398 = 1449271 \text{ N}$$

$$A_{sy} = \frac{T_y}{f_y}$$

$$= \frac{1449271}{320} = 4528,97$$

Karena  $A_s$  sebenarnya lebih kecil dari  $A_{sy}$ , maka  $X$  sebenarnya akan lebih kecil dari  $X_y$ ,  $\epsilon_s' < \epsilon_y$  dan tulangan tekan belum leleh.

Dengan menggunakan persamaan kwadrat :

$$A \cdot c^2 + B \cdot c + C = 0$$

di mana :

$$A = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot \beta_1$$

$$= 0,85 \cdot 30 \cdot 300 \cdot 0,85 = 6502,5$$

$$B = 0,003 \cdot A_s' \cdot E_s - 0,85 \cdot f_c' \cdot A_s' - A_s \cdot f_y$$

$$= (0,003 \cdot 1964 \cdot 2E5) - (0,85 \cdot 30 \cdot 1964) - (3436 \cdot 320)$$

$$= 28798$$

$$C = -0,003 \cdot A_s' \cdot d' \cdot E_s$$

$$= -0,003 \cdot 1964 \cdot 62,5 \cdot 2E5 = -73650000$$

dari persamaan kwadrat di atas, letak garis netral terhadap serat tertekan terluar beton didapat sebesar  $X = 104,234$  mm.

Sehingga :

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a$$

$$= 0,85 \cdot 30 \cdot 300 \cdot 0,85 \cdot 104,234$$

$$= 903708,78$$

$$C_s = (\epsilon_s' - 0,85 \cdot f_c') \cdot A_s'$$

$$= 1964 \left[ 0,003 \cdot 2E5 \cdot \left( 1 - \frac{62,5}{104,234} \right) - (0,85 \cdot 30) \right]$$

$$= 421734,735$$

$$\epsilon_s' = 0,003 \cdot \left( 1 - \frac{d'}{c} \right)$$

dan

$$M_n = C_s \cdot (d - d') + C_c \cdot \left( d - \beta_1 \cdot \frac{c}{2} \right)$$

$$= 421734,7 \cdot (537,5 - 62,5) + 754529,1 \cdot \left( 537,5 - 0,85 \cdot \frac{96,069}{2} \right)$$

$$= 572458117,1 \text{ Nmm} = 57,246 \text{ t.m.}$$

$$M_{n,ada} = 57,246 \text{ t.m} > M_{n,perlu} = 49,8125 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{ok}$$

**TABEL 6.1 : PENULANGAN LENTUR BALOK INDUK PELAT LANTAI**

$f_c'$	= 30	MPa	$\beta_1$	= 0,85	(SK SNL.3.2.3 - 7.3)
$f_y$	= 320	MPa	$\phi$	= 0,8	
$b_w$	= 300	mm	$\rho$	= 0,033 = 0,75 . $\rho_b$	
$h$	= 600	mm	$\rho_{max}$	= 0,004 = 1,4 / $f_y$	
$d'$	= 61	mm = 40+10+(0,5 x 22)	$\rho_{min}$		
$d$	= 62,5	mm = 40+10+(0,5 x 25)			
		= h - d'			

BALOK	DAERAH	Mu	Mn	be	Mn.1	Rn	KONTROL BALOK T	$\rho$	$\rho_{pakai}$	TARIK			TEKAN			Mu (ada) (kN.M)
		(kN.M)	(kN.M)	(mm)	(kN.M)					As perlu (cm <sup>2</sup> )	PAKAI	As ada (cm <sup>2</sup> )	As perlu (cm <sup>2</sup> )	PAKAI	As ada (cm <sup>2</sup> )	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
as 5. E-I	T. KIRI	398,5	498,125	300	661,734	5,747	T - PALSU	0,0198	0,0198	31,93	7 D-25	34,36	15,97	4 D-25	19,64	457,96
	LAPANGAN	299,3	374,125	2000				0,0136	0,0136	21,93	5 D-25	24,54	10,97	3 D-25	14,73	300,25
	T. KANAN	398,5	498,125	300	661,734	5,747		0,0198	0,0198	31,93	7 D-25	34,36	15,97	4 D-25	19,64	457,96
as 5. I-M	T. KIRI	398,1	497,625	300	661,734	5,741	T - PALSU	0,0198	0,0198	31,93	7 D-25	34,36	15,97	4 D-25	19,64	457,96
	LAPANGAN	299,3	374,125	2000				0,0136	0,0136	21,93	5 D-25	24,54	10,97	3 D-25	14,73	300,25
	T. KANAN	398,1	497,625	300	661,734	5,741		0,0198	0,0198	31,93	7 D-25	34,36	15,97	4 D-25	19,64	457,96
as 5. M-P	T. KIRI	190,9	238,625	300	661,734	2,738	T - PALSU	0,0089	0,0089	14,44	4 D-22	15,20	7,22	2 D-22	7,60	200,62
	LAPANGAN	137,4	171,750	925				0,0062	0,0062	10,03	3 D-22	11,40	5,02	2 D-22	7,60	140,82
	T. KANAN	190,9	238,625	300	661,734	2,738		0,0089	0,0089	14,44	4 D-22	15,20	7,22	2 D-22	7,60	200,62
as 5. P-Q	T. KIRI	76,5	95,625	300	661,734	1,097	T - PALSU	0,0035	0,0044	7,11	2 D-22	7,60	3,56	2 D-22	7,60	105,97
	LAPANGAN	34,0	42,500	1125				0,0044	0,0044	7,11	2 D-22	7,60	3,56	2 D-22	7,60	85,43
	T. KANAN	76,5	95,625	300	661,734	1,097		0,0035	0,0044	7,11	2 D-22	7,60	3,56	2 D-22	7,60	105,97
as 3. P-Q	T. KIRI	86,4	108,000	300	661,734	1,239	T - PALSU	0,0039	0,0044	7,11	2 D-22	7,60	3,56	2 D-22	7,60	105,97
	LAPANGAN	24,7	30,875	675				0,0044	0,0044	7,11	2 D-22	7,60	3,56	2 D-22	7,60	85,43
	T. KANAN	86,4	108,000	300	661,734	1,239		0,0039	0,0044	7,11	2 D-22	7,60	3,56	2 D-22	7,60	105,97

Keterangan Tabel 6.1 :

- (3)  $M_u = 1,2MD + 1,6ML$   
 $M_u = 0,9 MD + ME$   
 $M_u = 1,05 . (MD + 0,75 . ML + ME)$

- (4)  $M_n = M_u : \phi$   
(5)  $be =$  Ambil yang terkecil  
 $C = 0,75 . (600 / (600 + f_y)) . d$   
 $a = \beta_1 . C$   
 $C_c = (0,85 . f_c' . a . be) : 1000$

- (6)  $M_{n1} = [C_c . (d - \frac{a}{2})] : 1000$

- (7)  $R_n = M_n . (10^6) : (b_w . d^2)$

- (8)  $C >$  Tebal Plat  $\rightarrow$  Balok T asli  
 $C < \text{Tebal Plat} \rightarrow$  Balok T palsu

- (9) Kondisi 1 : tumpuan  
 $\rho = 0,85 . (f_c' : f_y) . [1 - (1 - (2,353 . R_n : f_c'))^{0,5}]$

Kondisi 2 : lapangan

$$\rho = 0,85 . (f_c' : f_y) . (be : b_w) . (a : d)$$

- (10) Kondisi - 1

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

$$\rho_{pakai} = \rho$$

Kondisi - 2

$$\rho < \rho_{min}$$

$$\rho_{pakai} = \rho_{min}$$

- (11)  $As = \rho . b_w . d$

**TABEL 6.1 : PENULANGAN LENTUR BALOK INDUK PELAT LANTAI**

$f_c'$	= 30	MPa	$\beta_1$	= 0,85	[SK SNL 3.2.3 - 7.3]
$f_y$	= 320	MPa	$\phi$	= 0,8	
$b_w$	= 300	mm	$\rho_{max}$	= 0,033 = 0,75 . $\rho_b$	
$h$	= 600	mm	$\rho_{min}$	= 0,004 = 1,4 / $f_y$	
$d'$	= 61	mm			
	= 62,5	mm			
$d$		= h - d'			

BALOK	DAERAH	Mu (kN.M)	Mn (kN.M)	be (mm)	Mn.1 (kN.M)	Rn	KONTROL BALOK T	$\rho$	$\rho_{pakai}$	TARIK			TEKAN			Mu (ada) (kN.M)
										As perlu (cm <sup>2</sup> )	PAKAI	As ada (cm <sup>2</sup> )	As perlu (cm <sup>2</sup> )	PAKAI	As ada (cm <sup>2</sup> )	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
as 8. E-I	T. KIRI	161,1	201,375	300	661,734	2,305	T - PALSU	0,0075	0,0075	12,10	4 D-22	15,21	6,05	2 D-22	7,60	200,62
	LAPANGAN	76,2	95,250	2000				0,0044	0,0044	7,11	2 D-22	7,60	3,56	2 D-22	7,60	85,43
	T. KANAN	161,1	201,375	300	661,734	2,305		0,0075	0,0075	12,10	4 D-22	15,21	6,05	2 D-22	7,60	200,62
as 8. M-P	T. KIRI	320,4	400,500	300	661,734	4,595	T - PALSU	0,0155	0,0155	25,06	7 D-22	26,61	12,53	4 D-22	15,21	322,65
	LAPANGAN	251,2	314,000	1750				0,0114	0,0114	18,40	5 D-22	19,00	9,20	3 D-22	11,40	273,45
	T. KANAN	320,4	400,500	300	661,734	4,595		0,0155	0,0155	25,06	7 D-22	26,61	12,53	4 D-22	15,21	322,65
as 8. Q-P	T. KIRI	86,0	107,500	300	661,734	1,233	T - PALSU	0,0039	0,0044	7,11	2 D-22	7,60	3,56	2 D-22	7,60	105,97
	LAPANGAN	32,1	40,125	1125				0,0044	0,0044	7,11	2 D-22	7,60	3,56	2 D-22	7,60	85,43
	T. KANAN	86,0	107,500	300	661,734	1,233		0,0039	0,0044	7,11	2 D-22	7,60	3,56	2 D-22	7,60	105,97
as I. 5-8	T. KIRI	392,3	490,375	300	661,734	5,658	T - PALSU	0,0195	0,0195	31,39	7 D-25	34,36	15,70	4 D-25	19,64	457,96
	LAPANGAN	270,5	338,125	2000				0,0123	0,0123	19,83	5 D-25	24,54	9,92	3 D-25	14,73	300,25
	T. KANAN	392,3	490,375	300	661,734	5,658		0,0195	0,0195	31,39	7 D-25	34,36	15,70	4 D-25	19,64	457,96
as M. 5-8	T. KIRI	398,1	497,625	300	661,734	5,742	T - PALSU	0,0198	0,0198	31,90	7 D-25	34,36	15,95	4 D-25	19,64	457,96
	LAPANGAN	299,3	374,125	2000				0,0136	0,0136	21,93	5 D-25	24,54	10,97	3 D-25	14,73	300,25
	T. KANAN	398,1	497,625	300	661,734	5,742		0,0198	0,0198	31,90	7 D-25	34,36	15,95	4 D-25	19,64	457,96
as P. 5-8	T. KIRI	382,8	478,500	300	661,734	5,521	T - PALSU	0,0189	0,0189	30,54	7 D-25	34,36	15,27	4 D-25	19,64	457,96
	LAPANGAN	280,0	350,000	2000				0,0127	0,0127	20,48	5 D-25	24,54	10,24	3 D-25	14,73	300,25
	T. KANAN	382,8	478,500	300	661,734	5,521		0,0189	0,0189	30,54	7 D-25	34,36	15,27	4 D-25	19,64	457,96
as Q. 3-5	T. KIRI	100,1	125,125	300	661,734	1,436	T - PALSU	0,0046	0,0046	7,42	2 D-22	7,60	3,71	2 D-22	7,60	105,97
	LAPANGAN	15,6	19,500	633				0,0044	0,0044	7,11	2 D-22	7,60	3,56	2 D-22	7,60	85,43
	T. KANAN	100,1	125,125	300	661,734	1,436		0,0046	0,0046	7,42	2 D-22	7,60	3,71	2 D-22	7,60	105,97
as Q. 5-8	T. KIRI	194,8	243,500	300	661,734	2,794	T - PALSU	0,0091	0,0091	14,75	4 D-22	15,20	7,38	2 D-22	7,60	200,61
	LAPANGAN	125,4	156,750	966				0,0057	0,0057	9,22	3 D-22	11,40	4,61	2 D-22	7,60	140,82
	T. KANAN	194,8	243,500	300	661,734	2,794		0,0091	0,0091	14,75	4 D-22	15,20	7,38	2 D-22	7,60	200,61



**TABEL 6.2 : PENULANGAN LENTUR BALOK INDUK PELAT ATAP**

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 30 \text{ MPa} & \beta_1 &= 0,85 = [\text{SK SNI 3.2.3 - 7.3}] \\
 f_y &= 320 \text{ MPa} & \phi &= 0,8 \\
 b_w &= 300 \text{ mm} & \rho &= 0,04 = 0,75 \cdot \rho_b \\
 h &= 600 \text{ mm} & \rho_{\max} &= 0,004 = 1,4 / f_y \\
 d' &= 61 \text{ mm} = 40+10+(0,5 \times 22) & \rho_{\min} & \\
 &= 62,5 \text{ mm} = 40+10+(0,5 \times 25) & & \\
 d &= h - d' & &
 \end{aligned}$$

BALOK	DAERAH	Mu	Mn	be	Mn.1	Rn	KONTROL BALOK T	$\rho$	$\rho_{\text{pakai}}$	TARIK			TEKAN			Mu (ada) (kN.M)
		(kN.M)	(kN.M)	(mm)	(kN.M)					As perlu (cm <sup>2</sup> )	PAKAI	As ada (cm <sup>2</sup> )	As perlu (cm <sup>2</sup> )	PAKAI	As ada (cm <sup>2</sup> )	
as 5. I-M	T. KIRI	289,6	362,000	300	661,734	4,177	T - PALSU	0,0140	0,0140	22,53	5 D-25	24,54	11,27	3 D-25	14,73	315,13
	LAPANGAN	225,6	282,000	2000				0,0107	0,0107	17,27	4 D-25	19,64	8,64	2 D-25	9,82	226,32
	T. KANAN	289,6	362,000	300	661,734	4,177		0,0140	0,0140	22,53	5 D-25	24,54	11,27	3 D-25	14,73	315,13
as 5. M-P	T. KIRI	132,6	165,750	300	661,734	1,902	T - PALSU	0,0061	0,0061	9,90	3 D-22	11,40	4,95	2 D-22	7,60	139,35
	LAPANGAN	95,4	119,250	925				0,0031	0,0044	7,11	2 D-22	7,60	3,56	2 D-22	7,60	97,78
	T. KANAN	132,6	165,750	300	661,734	1,902		0,0061	0,0061	9,90	3 D-22	11,40	4,95	2 D-22	7,60	139,35
as 5. P-Q	T. KIRI	53,1	66,375	300	661,734	0,766	T - PALSU	0,0024	0,0044	7,11	2 D-22	7,60	3,56	2 D-22	7,60	73,56
	LAPANGAN	23,6	29,500	1125				0,0035	0,0044	7,11	2 D-22	7,60	3,56	2 D-22	7,60	59,30
	T. KANAN	53,1	66,375	300	661,734	0,766		0,0024	0,0044	7,11	2 D-22	7,60	3,56	2 D-22	7,60	73,56
as 3. P-Q	T. KIRI	60,0	75,000	300	661,734	0,861	T - PALSU	0,0027	0,0044	7,11	2 D-22	7,60	3,56	2 D-22	7,60	73,59
	LAPANGAN	17,2	21,500	675				0,0026	0,0044	7,11	2 D-22	7,60	3,56	2 D-22	7,60	59,49
	T. KANAN	60,0	75,000	300	661,734	0,861		0,0027	0,0044	7,11	2 D-22	7,60	3,56	2 D-22	7,60	73,59
as 8. M-P	T. KIRI	222,5	278,125	300	661,734	3,191	T - PALSU	0,0105	0,0136	16,96	5 D-22	19,01	8,48	3 D-22	11,40	300,83
	LAPANGAN	174,4	218,000	1750				0,0081	0,0081	13,14	4 D-22	15,21	6,57	2 D-22	7,60	189,85
	T. KANAN	222,5	278,125	300	661,734	3,191		0,0105	0,0136	16,96	5 D-22	19,01	8,48	3 D-22	11,40	300,83

Keterangan Tabel 6.2 :

- (3)  $M_u = 1,2MD + 1,6ML$   
 $M_u = 0,9 MD + ME$   
 $M_u = 1,05. (MD + 0,75 . ML + ME)$
- (4)  $M_n = M_u : \phi$
- (5)  $be = \text{Ambil yang terkecil}$   
 $C = 0,75. (600 / (600 + f_y)) . d$   
 $a = \beta_1 \cdot C$   
 $C_c = (0,85 . f_c' . a . be) : 1000$
- (6)  $M_{n1} = [C_c. (d - a)] : 1000$

- (7)  $R_n = M_n . (10^{-6}) : (b_w . d^2)$
- (8)  $C > \text{Tebal Plat} \rightarrow \text{Balok T asli}$   
 $C < \text{Tebal Plat} \rightarrow \text{Balok T palsu}$
- (9) Kondisi 1 : tumpuan  
 $\rho = 0,85. (f_c' : f_y). [1 - (2,353 . R_n : f_c')]^{0,5}$
- Kondisi 2 : lapangan  
 $\rho = 0,85. (f_c' : f_y). (be : b_w). (a : d)$

- (10) Kondisi -1  
 $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$   
 $\rho_{\text{pakai}} = \rho$

- Kondisi -2  
 $\rho < \rho_{\min}$   
 $\rho_{\text{pakai}} = \rho_{\min}$

- (11)  $As = \rho . b_w . d$

**TABEL 6.2 : PENULANGAN LENTUR BALOK INDUK PELAT ATAP**

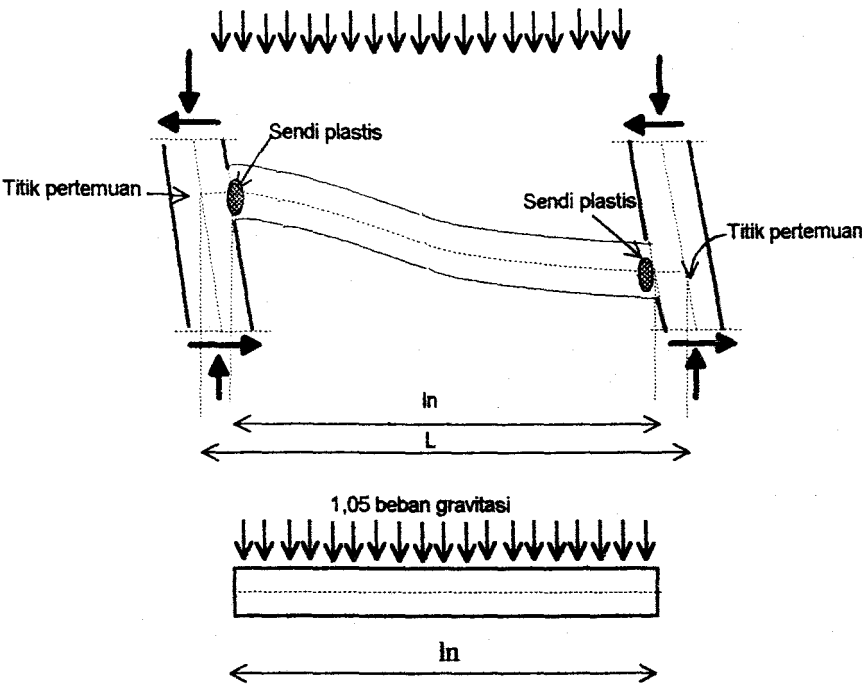
$f_c' = 30 \text{ MPa}$   
 $f_y = 320 \text{ MPa}$   
 $b_w = 300 \text{ mm}$   
 $h = 600 \text{ mm}$   
 $d' = 61 \text{ mm} = 40+10+(0,5 \times 22)$   
 $d = 62,5 \text{ mm} = 40+10+(0,5 \times 25)$   
 $d = h - d'$

$\beta_1 = 0,85 \quad [\text{SK SNI. 3.2.3 - 7.3}]$   
 $\phi = 0,8$   
 $\rho_{\max} = 0,033 = 0,75 \rho_b$   
 $\rho_{\min} = 0,004 = 1,4 / f_y$

BALOK	DAERAH	Mu	Mn	be	Mn.1	Rn	KONTROL BALOK T	$\rho$	$\rho_{\text{pakai}}$	TARIK			TEKAN			Mu (ada) (kN.M)
		(kN.M)	(kN.M)	(mm)	(kN.M)					As perlu (cm <sup>2</sup> )	PAKAI	As ada (cm <sup>2</sup> )	As perlu (cm <sup>2</sup> )	PAKAI	As ada (cm <sup>2</sup> )	
as 8. Q-P	T. KIRI	59,7	74,625	300	661,734	0,856	T - PALSU	0,0027	0,0044	7,11	2 D-22	7,60	3,56	2 D-22	7,60	73,56
	LAPANGAN	22,3	27,875	1125				0,0035	0,0044	7,11	2 D-22	7,60	3,56	2 D-22	7,60	59,35
	T. KANAN	59,7	74,625	300	661,734	0,856		0,0027	0,0044	7,11	2 D-22	7,60	3,56	2 D-22	7,60	73,56
as M. 5-8	T. KIRI	276,4	345,500	300	661,734	3,986	T - PALSU	0,0133	0,0133	21,43	5 D-25	24,54	10,72	3 D-25	14,73	300,77
	LAPANGAN	207,8	259,750	2000				0,0098	0,0098	15,83	4 D-25	19,64	7,92	2 D-25	9,82	208,46
	T. KANAN	276,4	345,500	300	661,734	3,986		0,0133	0,0133	21,43	5 D-25	24,54	10,72	3 D-25	14,73	300,77
as P. 5-8	T. KIRI	265,8	332,250	300	661,734	3,833	T - PALSU	0,0127	0,0127	20,55	5 D-25	24,54	10,28	3 D-25	14,73	300,79
	LAPANGAN	194,4	243,000	2000				0,0092	0,0092	14,73	3 D-25	14,73	7,37	2 D-25	9,82	208,46
	T. KANAN	265,8	332,250	300	661,734	3,833		0,0127	0,0127	20,55	5 D-25	24,54	10,28	3 D-25	14,73	300,79
as Q. 3-5	T. KIRI	69,5	86,875	300	661,734	0,997	T - PALSU	0,0032	0,0044	7,11	2 D-22	7,60	3,56	2 D-22	7,60	73,58
	LAPANGAN	10,8	13,500	633				0,0026	0,0044	7,11	2 D-22	7,60	3,56	2 D-22	7,60	59,14
	T. KANAN	69,5	86,875	300	661,734	0,997		0,0032	0,0044	7,11	2 D-22	7,60	3,56	2 D-22	7,60	73,58
as Q. 5-8	T. KIRI	135,3	169,125	300	661,734	1,941	T - PALSU	0,0062	0,0062	10,10	3 D-22	11,40	5,05	2 D-22	7,60	139,54
	LAPANGAN	87,1	108,875	966				0,0032	0,0044	7,11	2 D-22	7,60	3,56	2 D-22	7,60	97,80
	T. KANAN	135,3	169,125	300	661,734	1,941		0,0062	0,0062	10,10	3 D-22	11,40	5,05	2 D-22	7,60	139,54

VI.1.2 PERENCANAAN TERHADAP GESER DAN TORSI

Gaya geser balok ( $V_u$ ) diperoleh dengan menganggap kedua ujung balok dalam keadaan kapasitas dan tidak boleh terjadi keruntuhan geser.



Tabel 6.1 : BALOK PORTAL DENGAN SENDI PLASTIS PADA KEDUA UJUNGNYA

Dalam hal ini gaya geser rencana harus dihitung menurut rumus :

$$V_{u,b} = 0,7 \left( \frac{M_{\text{kap}} + M_{\text{kap}'}}{L_n} \right) + 1,05 V_g \quad \text{.....} \quad \text{SK.SNI. 3.14.7 - 1.1}$$

tetapi dalam segala hal ,

$$V_{u,b} \leq 1.05 \left( V_{D..b} + V_{L.b} + \frac{4,0}{K} V_{E.b} \right) \quad \text{.....} \quad \text{SK SNI. 3.14.7 - 1.1}$$

di mana :

M.kap = Momen nominal aktual pada ujung komponen dengan memperhitungkan kombinasi momen positif dan momen negatif.

M.kap' = Momen kapasitas balok sendi plastis pada muka kolom sebelahny.

Ln = Bentang bersih balok.

Vg = Gaya geser balok akibat beban grafitasi berfaktor.

VD. b = Gaya geser balok akibat beban mati.

VL. b = Gaya geser balok akibat beban hidup.

VE. b = Gaya geser balok akibat beban gempa.

Konsep dasar penulangan geser ini adalah untuk menahan agar keruntuhan yang tidak daktail terjadi sebelum balok mengerahkan kekuatan lenturnya.

Kuat rancang geser balok harus memenuhi syarat :

$$V_u \leq \phi ( V_c + V_s ) \dots\dots\dots SK SNI. 3.4.1 - 1$$

dimana :

Vc = Kuat geser beton (*dengan catatan untuk daerah sendi plastis 0 s/d 2.h, Vc = 0*) ..... SK SNI. 3.14.7 - 2.1

Vs = Kuat geser tulangan geser

φ = Faktor reduksi kekuatan untuk geser balok, yang diambil sebesar 0,6 ..... SK SNI. 3.2.3 - 2.3

Kekuatan pikul beton terhadap geser :

$$V_c = \frac{\frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d}{\sqrt{1 + \left( 2,5 C_t \left( \frac{T_u}{V_u} \right)^2 \right)}} \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.4.3 - 1.4}$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.4.5 - 6.2}$$

*Pada lokasi yang berpotensi sendi plastis, spasi maksimum tulangan geser tidak boleh melebihi nilai di bawah ini ( SK SNI. 3.14.3 - 3.2 ) :*

- $d / 4$
- $8 \cdot d_l$  ( delapan kali diameter tulangan longitudinal terkecil )
- $24 \cdot \text{diameter sengkang}$
- $\frac{1600 \cdot f_{y,t} \cdot A_{s,1}}{(A_{s,a} + A_{s,b}) \cdot f_{y,l}}$

dimana :  $A_{s,1}$  = luas satu kaki dari tulangan transversal, (  $\text{mm}^2$  )

$A_{s,a}$  = luas tulangan longitudinal atas (  $\text{mm}^2$  )

$A_{s,b}$  = luas tulangan longitudinal bawah (  $\text{mm}^2$  )

$f_y$  = kuat leleh tulangan longitudinal ( MPa )

*Pada daerah di luar sendi plastis, spasi maksimum tulangan geser tidak boleh melebihi nilai di bawah ini ( SK SNI. 3.4.5 - 4 ) :*

- $d / 2$
- 600 mm.

*Demikian pula kuat terhadap kuat rancang torsi balok harus memenuhi syarat :*

$$T_u \leq \phi T_n \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.4.6 - 5}$$

$$T_n = T_c + T_s \quad \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.4.6 - 5}$$

Untuk tulangan Torsi :

- Diabaikan, jika  $T_u < T_{u. \min}$

$$\text{dimana besarnya } T_{u. \min} = \phi \frac{1}{20} \sqrt{f_c} \cdot \sum x^2 \cdot y$$

Kekuatan pikul beton terhadap torsi :

$$T_c = \frac{\frac{1}{15} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot \sum x^2 \cdot y}{\sqrt{1 + (0,4 V_u / (C_t \cdot T_u))^2}} \quad \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.4.6 - 6}$$

Tulangan transversal minimal yang disyaratkan untuk kekuatan :

$$\frac{A_v}{s} + 2 \cdot \frac{A_t}{s} \geq \frac{b_w}{3 \cdot f_y} \quad \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.4.5 - 5}$$

Untuk tulangan torsi memanjang dipilih yang terbesar antara :

$$A_1 = \frac{2 \cdot A_t}{s} \cdot (x_1 + y_1) \quad \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.4.6 - 9.3}$$

$$A_2 = \left[ \frac{2,8 \cdot s \cdot x}{f_y} \cdot \left( \frac{T_u}{T_u + (V_u / 3 \cdot C_t)} \right) - 2 \cdot A_t \right] \cdot \frac{x_1 + y_1}{s}$$

**PERHITUNGAN MOMEN KAPASITAS**

Momen kapasitas balok dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$M_{kap.b} = OSF \cdot M_{nak.b}$$

di mana :

$M_{kap.b}$  = Momen kapasitas balok (*overstrength moment*)

$M_{nak.b}$  = Kuat momen lentur nominal aktual balok yang dihitung terhadap luas tulangan aktual pada penampang balok yang ditinjau.

OSF = Faktor kekuatan lebih (*overstrength faktor*)

diambil sebesar 1,25 untuk tulangan  $f_y \leq 400$  MPa.

diambil sebesar 1,40 untuk tulangan  $f_y \geq 400$  MPa.

Faktor kekuatan lebih ini merupakan *faktor yang memperhitungkan pengaruh penambahan kekuatan penampang balok.*

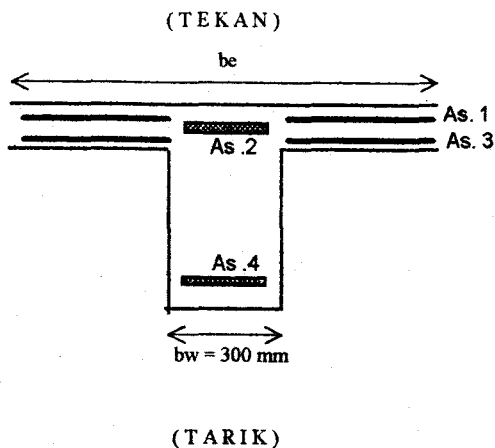
Faktor-faktor tersebut antara lain :

- 1 Kekuatan baja yang lebih tinggi dari kekuatan yang sudah dispesifikasikan.
- 2 Penambahan kekuatan yang disebabkan oleh strain hardening.
- 3 Kekuatan beton yang lebih tinggi dari kekuatan spesifikasinya.
- 4 Ukuran penampang yang lebih besar dari ukuran yang direncanakan.
- 5 Bertambahnya kekuatan aksial tekan pada beton yang menahan lentur, yang disebabkan oleh syarat-syarat pembatasan pada arah lateral.
- 6 Partisipasi dari perkuatan tambahan oleh elemen yang bersebelahan

**Contoh Perhitungan 6.2 :**

Perhitungan Momen Kapasitas Positif pada tumpuan tiap balok.

Sebagai contoh diambil perhitungan balok induk *interior* As.5 E-I.



Tulangan terpasang

Balok Induk No.11

$$As.1 = 891 \text{ mm}$$

$$As.2 = 3436 \text{ mm}$$

$$As.3 = 891 \text{ mm}$$

$$As.4 = 1964 \text{ mm}$$

Lebar efektif balok T ditentukan berdasarkan persyaratan dibawah ini :

$$be \leq 0,25 \cdot L \quad \dots\dots\dots \text{SKSNI. 3.1.10 -2}$$

$$= 0,25 \cdot 8000 = 2000 \text{ mm}$$

$$be \leq 16 \cdot t + bw \quad \dots\dots\dots \text{SKSNI. 3.1.10 - 2.1}$$

$$= 16 \cdot 12 + 300 = 2220 \text{ mm}$$

$$\text{dipakai } be \text{ minimum } = 2000 \text{ mm}$$

Anggap  $\epsilon_{s.1}$  ,  $\epsilon_{s.2}$  ,  $\epsilon_{s.3}$  , *belum leleh* dan diasumsikan garis netral terletak antara As.1 dan As.2, sehingga :

$$\epsilon_y = 320 / 200000 = 0,0016$$

$$\epsilon_{s.1} = 0,003 \cdot \left( 1 - \frac{35}{c} \right) < \epsilon_y$$



$$\epsilon_{s.2} = 0,003 \cdot \left( \frac{62,5}{c} - 1 \right) < \epsilon_{y.}$$

$$\epsilon_{s.3} = 0,003 \cdot \left( \frac{85}{c} - 1 \right) < \epsilon_{y.}$$

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b_e \\ &= 0,85 \cdot 30 \cdot 0,85 \cdot c \cdot 2000 = 52360 \cdot c \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{s.1} &= A_{s.1} \cdot (\epsilon_{s.1} \cdot E_s - 0,85 \cdot f_c') \\ &= 891 \cdot \left[ 0,003 \cdot \left( 1 - \frac{35}{c} \right) \cdot 2E5 - 0,85 \cdot 30 \right] = 504306 - \frac{18741294}{c} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{s.2} &= A_{s.2} \cdot \epsilon_{s.2} \cdot E_s \\ &= 3436 \cdot 0,003 \cdot \left( \frac{62,5}{c} - 1 \right) \cdot 2E5 = \frac{128850000}{c} - 2061600 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{s.3} &= A_{s.3} \cdot \epsilon_{s.3} \cdot E_s \\ &= 891 \cdot 0,003 \cdot \left( \frac{85}{c} - 1 \right) \cdot 2E5 = \frac{45441000}{c} - 534600 \end{aligned}$$

$$\Sigma H = 0$$

$$C_c + C_{s.1} = C_{s.2} + C_{s.3}$$

$$\begin{aligned} 52360 \cdot c^2 + (504306 + 2061600 + 534600 - 628480) \cdot c - (18741294 + \\ 128850000 + 45441000) = 0 \end{aligned}$$

dari persamaan kuadrat tersebut di atas didapatkan besarnya  $c = 41,539 \text{ mm}$ .

Kontrol :

$$\epsilon_{s.1} = 0,003 \cdot \left( 1 - \frac{35}{41,539} \right) = 0,00047 < \epsilon_y \quad (\text{belum leleh})$$

$$\epsilon_{s.2} = 0,003 \cdot \left( \frac{62,5}{41,539} - 1 \right) = 0,0015 < \epsilon_y \quad (\text{belum leleh})$$

$$\varepsilon_{s.3} = 0,003 \cdot \left( \frac{85}{41,539} - 1 \right) = 0,003 > \varepsilon_y \text{ (leleh)}$$

$$C_c = 52360 \times 41,539 = 2174982,04 \text{ N.}$$

$$C_{s.1} = 53132,548 \text{ N}$$

$$C_{s.2} = 1040304,235 \text{ N}$$

$$C_{s.3} = A_{s.3} \cdot f_y = 891 \times 320 = 285120 \text{ N.}$$

$$\begin{aligned} Z_1 &= \frac{(A_{s.2} \cdot f_{s.2} \cdot 87,5) + f_y \cdot (A_{s.3} \cdot 85 + A_{s.4} \cdot 537,5)}{A_{s.2} \cdot f_{s.2} + f_y \cdot (A_{s.3} + A_{s.4})} \\ &= \frac{(1040304,235 \times 87,5) + (285120 \times 85) + (628480 \times 537,5)}{1040304,235 + 285120 + 628480} \\ &= 231,879 \text{ mm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{n.ak} &= C_c \cdot \left( Z_1 - \frac{a}{2} \right) + C_{s.1} \cdot (Z_1 - 0,035) \\ &= 2174,982 \cdot \left( 0,232 - \frac{0,03198}{2} \right) + 53,1325 \cdot (0,232 - 0,035) \\ &= 480,01 \text{ kN.m.} = 48 \text{ t.m.} \end{aligned}$$

Maka didapat harga Momen Kapasitas Balok (+) :

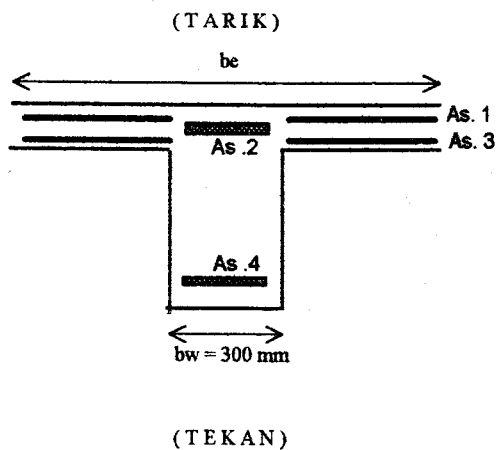
$$\begin{aligned} M_{kap} &= OSF \cdot M_{n.ak} \\ &= 1,25 \times 480,01 = 600,01 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Perhitungan Momen Kapasitas Negatif pada tumpuan tiap balok.

Karena dianggap besarnya tulangan yang terpasang sama dengan tulangan yang diperlukan, maka nilai momen leleh negatif diperoleh dari momen nominal balok, dimana harus dihitung berdasarkan jumlah tulangan terpasang termasuk tulanga pelat. Perhitungan Momen Nominal adalah seperti desain tulangan lentur, tetapi rasio tulangan harus dihitung berdasarkan jumlah tulangan tarik dan tekan aktual.

**Contoh Perhitungan 6.3 :**

Sebagai contoh diambil perhitungan balok induk interior As.5 E-I.



Tulangan terpasang

Balok Induk No.11

As.1 = 891 mm

As.2 = 3436 mm

As.3 = 891 mm

As.4 = 1964 mm

Asumsi dasar : tulangan tekan (As.4) belum leleh.

Dengan kesetimbangan gaya  $T = C_c + C_s \rightarrow$  bisa diperoleh letak garis netral.

di mana :

$$T = (A_{s.1} + A_{s.2} + A_{s.3}) \cdot f_y$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot X \cdot b_w$$

$$C_s = A_{s.4} \cdot (f_s' - 0,85 \cdot f_c')$$

Adapun cara menentukan harga X dan  $f_s'$  adalah seperti analisa penampang persegi. Dengan menggunakan persamaan kuadrat.

$$A \cdot X^2 + B \cdot X + C = 0$$

$$A = 0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot b_w$$

$$= 0,85 \cdot 30 \cdot 0,85 \cdot 300 = 7854$$

$$B = A_s' \cdot (600 - 0,85 \cdot f_c') - A_s \cdot f_y$$

$$= 1964 \cdot (600 - 0,85 \cdot 30) - (891 + 3436 + 891) \cdot 320$$

$$= -558136$$

$$C = -600 \cdot A_s' \cdot d'$$

$$= -600 \cdot 1964 \cdot 62,5 = -73650000$$

didapatkan besarnya  $X = 138,682 \text{ mm}$ .

$$a = \beta_1 \cdot X = 0,85 \cdot 138,682 = 106,785 \text{ mm}.$$

$$f_s' = 600 \cdot \left( 1 - \frac{62,5}{138,682} \right) = 329,597 \text{ MPa}.$$

$$C_c = 0,85 \times 30 \times 0,85 \times 138,682 \times 300 = 1089208,428 \text{ N}$$

$$C_s' = 1964 \cdot (329,597 - (0,85 \cdot 30)) = 580552,508 \text{ N}.$$

$$Z_1 = \frac{A_{s1} \cdot d_1 + A_{s2} \cdot d_2 + A_{s3} \cdot d_3}{A_{s1} + A_{s2} + A_{s3}}$$

dimana :

$$d1 = 600 - 20 - 10 - (0,5 \cdot 10) = 565 \text{ mm}$$

$$d2 = 600 - (40 + 10 + 25 + (0,5 \cdot 25)) = 512,5 \text{ mm}$$

$$d3 = 600 - (120 + 20 + 10 + (0,5 \cdot 10)) = 515 \text{ mm.}$$

Sehingga :

$$Z_{.1} = \frac{(891 \cdot 565) + (3436 \cdot 512,5) + (891 \cdot 515)}{891 + 3436 + 891} = 537,43 \text{ mm.}$$

$$\begin{aligned} M_{n.ak} &= C_c \cdot \left( Z - \frac{a}{2} \right) + C_s' \cdot (Z - d') \\ &= 1089208,428 \cdot \left( 537,43 - \frac{106,785}{2} \right) + 580552,508 \cdot (537,43 - 62,5) \\ &= 802939653,8 \text{ N.mm} = 802,939 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$M_{.kap} = 1,25 \times 802,939 = 1003,68 \text{ kN.m.}$$

**TABEL 6.3 : ANALISA MOMEN KAPASITAS BALOK INDUK PELAT LANTAI**

$f_c'$	=	30	MPa	$\beta_1$	=	0,85	(SK SNI. 3.3.2 - 7.3)
$f_y$	=	320	MPa	$\phi$	=	0,8	
$b_w$	=	300	mm	$\rho_{max}$	=	0,033 = 0,75 $\rho_b$	
$h$	=	600	mm	$\rho_{min}$	=	0,004 = 1,4 / $f_y$	
$d'$	=	61	mm = 40+10+(0,5x22)				
	=	62,5	mm = 40+10+(0,5x25)				
$d$	=		$h - d'$				

BALOK	DAERAH	DIMENSI		$d'$	$d$	As 1	As 2	As 3	As 4	Mn.ak (+)	Mn.ak (-)	M.kap (+)	M.kap (-)
		$b_e$ (mm)	$h$ (mm)										
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
as 5. E-I	T. KIRI	300	600	62,5	512,5	891	3436	891	1964	480,01	802,94	600,01	1003,68
	T. KANAN	300	600	62,5	512,5	891	3436	891	1964	480,01	802,94	600,01	1003,68
as 5. I-M	T. KIRI	300	600	62,5	512,5	891	3436	891	1964	480,01	802,94	600,01	1003,68
	T. KANAN	300	600	62,5	512,5	891	3436	891	1964	480,01	802,94	600,01	1003,68
as 5. M-P	T. KIRI	300	600	61,0	539,0	485	1520	485	760	185,78	394,67	232,23	493,34
	T. KANAN	300	600	61,0	539,0	485	1520	485	760	185,78	394,67	232,23	493,34
as 5. P-Q	T. KIRI	300	600	61,0	539,0	432	760	432	760	234,22	449,12	292,78	561,40
	T. KANAN	300	600	61,0	539,0	432	760	432	760	234,22	449,12	292,78	561,40
as 3. P-Q	T. KIRI	300	600	61,0	539,0	354	760	354	760	155,07	347,38	193,84	434,27
	T. KANAN	300	600	61,0	539,0	354	760	354	760	155,07	347,38	193,84	434,23
as 8. E-I	T. KIRI	300	600	61,0	539,0	891	1520	891	760	221,75	521,47	277,19	651,83
	T. KANAN	300	600	61,0	539,0	891	1520	891	760	221,75	521,47	277,19	651,83
as 8. M-P	T. KIRI	300	600	61,0	517,0	825	2661	825	1521	357,26	551,99	446,58	689,99
	T. KANAN	300	600	61,0	517,0	825	2661	825	1521	357,26	551,99	446,58	689,99
as 8. O-P	T. KIRI	300	600	61,0	539,0	432	760	432	760	234,22	449,12	292,78	561,40
	T. KANAN	300	600	61,0	539,0	432	760	432	760	234,22	449,12	292,78	561,40
as I. 5-8	T. KIRI	300	600	62,5	512,5	891	3436	891	1964	480,01	802,94	600,01	1003,68
	T. KANAN	300	600	62,5	512,5	891	3436	891	1964	480,01	802,94	600,01	1003,68
as M. 5-8	T. KIRI	300	600	62,5	512,5	891	3436	891	1964	480,01	802,94	600,01	1003,68
	T. KANAN	300	600	62,5	512,5	891	3436	891	1964	480,01	802,94	600,01	1003,68
as P. 5-8	T. KIRI	300	600	62,5	512,5	891	3436	891	1964	480,01	802,94	600,01	1003,68
	T. KANAN	300	600	62,5	512,5	891	3436	891	1964	480,01	802,94	600,01	1003,68
as O. 3-5	T. KIRI	300	600	61,0	539,0	332	760	332	760	153,57	296,46	191,97	370,58
	T. KANAN	300	600	61,0	539,0	332	760	332	760	153,57	296,46	191,97	370,58
as O. 5-8	T. KIRI	300	600	61,0	539,0	507	1520	507	760	194,59	406,68	243,24	508,35
	T. KANAN	300	600	61,0	539,0	507	1520	507	760	194,59	406,68	243,24	508,35

**TABEL 6.4 : ANALISA MOMEN KAPASITAS BALOK INDUK PELAT ATAP**

$f_c'$	=	30	MPa	$\beta_1$	=	0,85
$f_y$	=	320	MPa	$\phi$	=	0,8
$b_w$	=	300	mm	$\rho_{max}$	=	$0,033 = 0,75 \rho_b$
$h$	=	600	mm	$\rho_{min}$	=	$0,004 = 1,4 / f_y$
$d'$	=	61	mm = $40+10+(0,5 \times 22)$			
	=	62,5	mm = $40+10+(0,5 \times 25)$			
$d$			= $h - d'$			

BALOK	DAERAH	DIMENSI		$d'$	$d$	$A_s 1$	$A_s 2$	$A_s 3$	$A_s 4$	Mn.ak (+) (kN.m)	Mn.ak (-) (kN.m)	M.kap (+) (kN.m)	M.kap (-) (kN.m)
		$b_e$ (mm)	$h$ (mm)										
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
as 5. I-M	T. KIRI	300	600	62,5	512,5	891	2454	891	1473	333,27	557,50	416,59	696,87
	T. KANAN	300	600	62,5	512,5	891	2454	891	1473	333,27	557,50	416,59	696,87
as 5. M-P	T. KIRI	300	600	61,0	539,0	485	1140	485	760	129,04	274,14	161,30	342,67
	T. KANAN	300	600	61,0	539,0	485	1140	485	760	129,04	274,14	161,30	342,67
as 5. P-Q	T. KIRI	300	600	61,0	539,0	432	760	432	760	162,58	311,74	203,22	389,68
	T. KANAN	300	600	61,0	539,0	432	760	432	760	162,58	311,74	203,22	389,68
as 3. P-Q	T. KIRI	300	600	61,0	539,0	354	760	354	760	107,69	241,24	134,61	301,55
	T. KANAN	300	600	61,0	539,0	354	760	354	760	107,69	241,24	134,61	301,55
as 8. M-P	T. KIRI	300	600	61,0	517,0	825	1901	825	1140	248,10	383,33	310,12	479,16
	T. KANAN	300	600	61,0	517,0	825	1901	825	1140	248,10	383,33	310,12	479,16
as 8. O-P	T. KIRI	300	600	61,0	539,0	432	760	432	760	162,59	311,77	203,24	389,72
	T. KANAN	300	600	61,0	539,0	432	760	432	760	162,59	311,77	203,24	389,72
as M. 5-8	T. KIRI	300	600	62,5	512,5	891	2454	891	1473	333,27	557,50	416,59	696,87
	T. KANAN	300	600	62,5	512,5	891	2454	891	1473	333,27	557,50	416,59	696,87
as P. 5-8	T. KIRI	300	600	62,5	512,5	891	2454	891	1473	333,27	557,50	416,59	696,87
	T. KANAN	300	600	62,5	512,5	891	2454	891	1473	333,27	557,50	416,59	696,87
as O. 3-5	T. KIRI	300	600	61,0	539,0	332	760	332	760	106,62	205,83	133,28	257,29
	T. KANAN	300	600	61,0	539,0	332	760	332	760	106,62	205,83	133,28	257,29
as O. 5-8	T. KIRI	300	600	61,0	539,0	507	1140	507	760	135,15	168,94	168,94	211,18
	T. KANAN	300	600	61,0	539,0	507	1140	507	760	135,15	168,94	168,94	211,18

**TULANGAN LONGITUDINAL BALOK***Batasan : Tulangan atas dan bawah*

1 Minimum 2 batang menerus sepanjang balok.

$$2 \quad \left( \frac{1,4}{f_y} \right) \leq \rho^* \leq \left( \frac{7}{f_y} \right) \quad \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.14.3 - 2.1}$$

$$3 \quad \rho \text{ (atas atau bawah)} \geq \frac{\rho \text{ (atas)} \cdot \text{max. di ujung}}{4} \quad \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.14.3 - 2.2}$$

$$4 \quad \rho \text{ (bawah)} \geq \frac{\rho \text{ (atas)}}{2} \quad \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.14.3 - 2.2}$$

*Sesuai dengan SK SNI. 3.14.3 - 3 dan SK SNI. 3.14.3 - 4 :*

Sambungan lewatan dari tulangan lentur hanya diperbolehkan bila sepanjang daerah sambungan lewatan tadi dipasang tulangan sengkang penutup atau tulangan spiral. Jarak maksimum tulangan transversal yang meliliti batang tulangan yang disambung- lewat tidak boleh melebihi  $d/4$  atau 100 mm

Sambungan lewatan tidak boleh digunakan :

- a. dalam daerah joint.
- b. dalam jarak dua kali tinggi komponen struktur dari muka joint.
- c. pada lokasi dimana analisis menunjukkan terjadinya leleh lentur akibat dari perpindahan lateral inelastis dari rangka.

Sambungan las dan sambungan mekanikal yang memenuhi ketentuan SK SNI.3.5.14 - 3.1 hingga 3.5.14 - 3.4 boleh digunakan untuk penyambungan



tulangan asal pelaksanaan penyambungan pada suatu penampang pada tiap lapis tulangan tidak lebih dari pelaksanaan berselang dan jarak sumbu ke sumbu dari sambungan batang yang berdekatan tidak kurang dari 600 mm, diukur sepanjang sumbu longitudinal dari komponen struktur rangka.

### **TULANGAN TRANSVERSAL BALOK**

Pemasangan tulangan transversal yang memadai di daerah sendi plastis diperlukan agar kapasitas disipasi energi maksimum dapat tercapai. Dalam hal ini tulangan transversal berfungsi untuk :

- 1 Menahan gaya geser sehingga balok dapat mencapai kapasitas lentur.
- 2 Menjamin kapasitas rotasi pada daerah sendi plastis yaitu dengan :
  - a Mengekang beton pada daerah tekan, sehingga meningkatkan deformasi batas dan kekuatan lekatnya.
  - b Memberikan dukungan lateral bagi tulangan longitudinal, sehingga tekuk dapat dihindarkan.

Mengenai syarat-syarat pemasangan tulangan vertikal dapat dilihat pada SK SNI. 3.14.3 - 3 yaitu :

- 1 Sengkang tertutup harus dipasang dalam daerah berikut dari komponen struktur rangka :
  - a. Sepanjang dua kali tinggi komponen struktur diukur dari muka komponen

struktur pendukung ke arah tengah bentang, pada kedua ujung komponen struktur lentur.

- b. Sepanjang dua kali tinggi komponen struktur pada kedua sisi dari suatu penampang di mana mungkin terjadi leleh lentur sehubungan dengan perpindahan lateral in-elastis dari rangka.
- 2 Sengkang tertutup pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm diukur dari sisi muka suatu komponen struktur pendukung.

Spasi maksimum dari sengkang tersebut tidak melebihi :

- a.  $d / 4$
- b. 8 kali diameter tulangan longitudinal terkecil.
- c. 24 kali diameter batang sengkang,
- d. 
$$\frac{1600 \cdot f_{y.t} \cdot A_{s.1}}{(A_{s.a} + A_{s.b}) \cdot f_{y.l}}$$

dimana :

$A_{s.1}$  = luas satu kaki tulangan transversal,  $\text{mm}^2$

$A_{s.a}$  = luas tulangan longitudinal atas ,  $\text{mm}^2$

$A_{s.b}$  = luas tulangan longitudinal bawah ,  $\text{mm}^2$

$f_{y.t}$  = kuat leleh tulangan transversal , MPa

$f_{y.l}$  = kuat leleh tulangan longitudinal , MPa

- 3 Di daerah yang memerlukan sengkang tertutup, batang tulangan longitudinal pada perimeter harus menahan lateral yang memenuhi ketentuan yang berlaku.

- 4 Di daerah yang tidak memerlukan sengkang tertutup, sengkang harus dipasang dengan spasi tidak lebih dari  $d/2$  pada seluruh komponen struktur tersebut.
- 5 Sengkang tertutup pada komponen struktur lentur boleh dibentuk dari dua potong tulangan, yaitu sebuah sengkang U yang mempunyai kait 135 derajat dengan perpanjangan sebesar 6 kali diameter, tetapi tidak kurang dari 75 mm yang dijangkar di dalam inti yang terkekang dan satu kait silang penutup sehingga keduanya membentuk satu gabungan sengkang yang tertutup. Kait silang penutup yang berurutan yang mengait pada satu tulangan longitudinal yang sama harus dipasang sedemikian sehingga kait 90 derajatnya terpasang berselang pada sisi yang berlawanan dari komponen struktur lentur. Bila batang tulangan longitudinal yang terkait oleh tulangan sengkang kait penutup hanya dibatasi oleh pelat pada satu sisi dari komponen struktur rangka lentur, maka kait 90-derajat dari kait silang penutup tersebut harus dipasang disisi itu.

**Contoh Perhitungan 6.4 :****Perhitungan Penulangan Geser dan Torsi tiap balok.**

Sebagai contoh diambil perhitungan balok induk *interior* As.5 E-I.

dengan besarnya momen kapasitas balok pada :

TUMPUAN KIRI :

$$M_{\text{kap}} (+) = 480,01 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{kap}} (-) = 1003,68 \text{ kN.m}$$

TUMPUAN KANAN :

$$M_{\text{kap}} (+) = 480,01 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{kap}} (-) = 1003,68 \text{ kN.m}$$

**Menentukan besarnya gaya geser yang bekerja pada balok :**

$$V_g = 1,2 \cdot V_D + 1,6 \cdot V_L$$

$$= (1,2 \cdot 12,87) + (1,6 \cdot 2,53) = 19,492 \text{ ton}$$

$$V_{u.b} = 0,7 \left( \frac{M_{\text{kap}} + M_{\text{kap}'}}{L_n} \right) + 1,05 V_g \quad \text{..... SK.SNI. 3.14.7 - 1.1}$$

$$= 0,7 \left( \frac{6,0001\text{E}5 + 1,00368\text{E}5}{7,2} \right) + 1,05 \cdot 1,949\text{E}5$$

$$= 3,6058 \text{ E}5 \text{ N.m} \quad \text{dan tidak perlu lebih besar dari :}$$

$$V_{u.b} \leq 1,05 \left( V_{D.b} + V_{L.b} + \frac{4,0}{K} V_{E.b} \right) \quad \text{..... SK SNI. 3.14.7 - 1.1}$$

$$\leq 1,05 \left( 1,287\text{E}5 + 2,53\text{E}4 + \frac{4,0}{1} \cdot 4,81\text{E}4 \right)$$

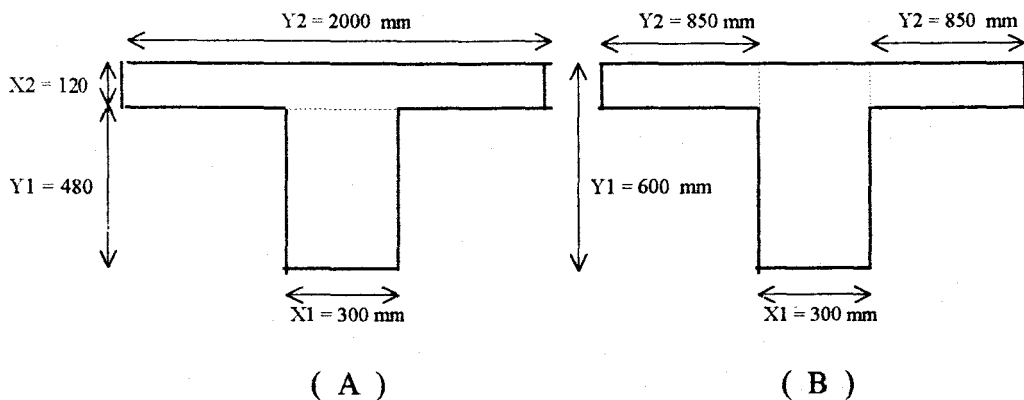
$$= 3,6372 \text{ E}5 \text{ N.m}$$

Maka gaya geser ( $V_{u.b}$ ) yang digunakan pada :

- Daerah sendi plastis =  $3,3774 \text{ E5 N}$

- Daerah di luar sendi plastis =  $3,0861 \text{ E5 N}$

Perhitungan  $\Sigma x^2.y$  ( untuk balok induk lantai ) .. SK.SNI 3.4.6 - 1.1 :



Kondisi (A) :

$$\begin{aligned}\Sigma x^2.y &= X_1^2.Y_1 + X_2^2.Y_2 \\ &= (300^2 \cdot 480) + (120^2 \cdot 2000) \\ &= 7,2 \cdot 10^7 \text{ mm}^3\end{aligned}$$

Kondisi (B) :

$$\begin{aligned}\Sigma x^2.y &= X_1^2.Y_1 + 2 \cdot X_2^2.Y_2 \\ &= (300^2 \cdot 600) + 2 (120^2 \cdot 850) \\ &= 7,848 \cdot 10^7 \text{ mm}^3 \quad (\text{menentukan})\end{aligned}$$

$T_u$  dari analisa struktur = 1638 N.m

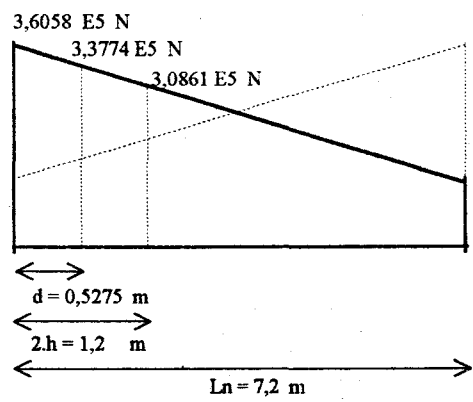
$T_{u.minimun}$  =  $\phi \frac{1}{20} \sqrt{f_c} \cdot \sum x^2 \cdot y$

=  $0,6 \cdot \frac{1}{20} \sqrt{30} \cdot 7,848 \cdot 10^7$

= 12895579,89 N.mm = 12895,6 N.m

$T_u < T_{u.minimun}$  (Torsi bisa diabaikan)

Menentukan gaya geser yang diterima beton :



Gambar : GAYA GESER PADA PENAMPANG KRITIS DAN DAERAH SENDI PLASTIS

a. Pada daerah di dalam SENDI PLASTIS :

$V_c = 0$  ..... SK.SNI 3.14.7 - 2.1

b. Pada daerah di luar SENDI PLASTIS :

$$V_c = \frac{\frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d}{\sqrt{1 + \left( 2,5 C_t \left( \frac{T_u}{V_u} \right)^2 \right)}} \quad \text{..... SK.SNI 3.4.3 - 1.4}$$

$$V_c = \frac{\frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 512,5}{\sqrt{1 + \left( 2,5 \cdot 1,959E-3 \left( 1,638E6 / 3,086E5 \right)^2 \right)}} = 135181 \text{ N.}$$

di mana  $\phi = 0,6$  ..... SK.SNI 3.2.3 - 2.3

( faktor reduksi kekuatan geser balok )

karena  $\phi \cdot V_c = 0,6 \cdot 135181 = 81108,6 \text{ N} < V_u = 308609 \text{ N}$

maka diperlukan tulangan geser perlu.

$$V_u \leq \phi \cdot (V_s + V_c) \text{ ..... SK.SNI 3.4.1 - 1}$$

$$\phi \cdot V_s = 308609 - 81108,6 = 227500,4 \text{ N.}$$

Menentukan tulangan geser yang diperlukan :

a. Pada daerah di dalam SENDI PLASTIS :

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \text{ ..... SK SNI. 3.4.5 - 6.2}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_v}{s} &= \frac{\phi \cdot V_s}{\phi \cdot f_y \cdot d} \\ &= \frac{337735}{0,6 \cdot 320 \cdot 527,5} = 3,335 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

dianggap dibutuhkan tulangan torsi meskipun minimum, sehingga di hitung

juga pengaruh torsi :

$$T_u = 1638 \text{ Nm.}$$

$$T_c = \frac{\frac{1}{15} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot \sum x^2 \cdot y}{\sqrt{1 + (0,4 V_u / (C_t \cdot T_u))^2}} \text{ ..... SK.SNI 3.4.6 - 6.1}$$

$$= 679167,9 \text{ N.mm.}$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{(T_u / \phi) - T_c}{\alpha_t \cdot x \cdot y \cdot f_y} = 0,04096 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$\text{di mana : } C_t = \frac{b_w \cdot d}{\sum x^2 \cdot y} = 0,001959$$

$$x = b_w - 2 \cdot d' - d_s = 300 - (2 \cdot 40) - 12 = 208 \text{ mm.}$$

$$y = h - 2 \cdot d' - d_s = 600 - (2 \cdot 40) - 12 = 508 \text{ mm.}$$

$$\alpha_t = \frac{[2 + (y/x)]}{3} \leq 1,5$$

$$= 1,4807$$

maka :

$$\frac{A_v \cdot t}{s} = \frac{A_v}{s} + 2 \cdot \frac{A_t}{s}$$

$$= 3,335 + (2 \cdot 0,041)$$

$$= 3,417 \text{ mm}^2 / \text{mm.}$$

dipakai sengkang D12 ( $A_v \cdot t = 226,3 \text{ mm}^2$ )

$$S = \frac{226,3}{3,417} = 66 \text{ mm.}$$

Kontrol jarak maksimum sengkang pada daerah sendi plastis (SK.SNI 3.14.3 - 3.2) :

$$\text{a. } 0,25 \times d = 0,25 \cdot 527,5 = 131,9 \text{ mm.}$$

$$\text{b. } 8 \cdot d_1 = 8 \cdot 25 = 200 \text{ mm.}$$

$$\text{c. } 24 \times \text{diameter sengkang} = 24 \cdot 12 = 288 \text{ mm.}$$

$$\text{d. } \frac{1600 \cdot f_{y_t} \cdot A_{s_1}}{(A_{s_a} + A_{s_b}) \cdot f_{y_1}} = \frac{1600 \cdot 320 \cdot 226,3}{\left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2\right) \cdot 320} = 184,32 \text{ mm.}$$

Jadi bentang muka tumpuan sampai dengan 2.h pakai sengkang D12 - 50



Menentukan tulangan torsi yang diperlukan :

$$A_1 = \frac{2 \cdot A_t}{s} \cdot (x_1 + y_1) \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.4.6 - 9.3}$$

$$= 2 \cdot 0,041 \cdot (208 + 508) = 58,7 \text{ mm}^2.$$

$$A_2 = \left[ \frac{2,8 \cdot s \cdot x}{f_y} \cdot \left( \frac{T_u}{T_u + (V_u / 3 \cdot C_1)} \right) - 2 \cdot A_t \right] \cdot \frac{x_1 + y_1}{s}$$

$$= 0$$

Maka dipakai tulangan longitudinal torsi 2 D25 (  $A_t = 982 \text{ mm}^2$  )

b. Pada daerah di luar SENDI PLASTIS :

$$\frac{A_v}{s} = \frac{\phi \cdot V_s}{\phi \cdot f_y \cdot d} \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.4.5 - 6.2}$$

$$= \frac{227500}{0,6 \cdot 320 \cdot 527,5} = 2,246 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

dianggap dibutuhkan tulangan torsi meskipun minimum, sehingga di hitung

juga pengaruh torsi :

$$T_u = 1638 \text{ Nm.}$$

$$T_c = \frac{\frac{1}{15} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot \sum x^2 \cdot y}{\sqrt{1 + (0,4 V_u / (C_t \cdot T_u))^2}} \dots\dots\dots \text{SK.SNI 3.4.6 - 6.1}$$

$$= 766,48 \text{ N.m.}$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{(T_u / \phi) - T_c}{\alpha_t \cdot x \cdot y \cdot f_y}$$

$$= 0,0396 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$\frac{A_v.t}{s} = \frac{A_v}{s} + 2 \cdot \frac{A_t}{s}$$

$$= 2,246 + (2 \cdot 0,0396) = 2,325 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

dipakai sengkang D12 (  $A_v.t = 226,3 \text{ mm}^2$  )

$$S = \frac{226,3}{2,325} = 97 \text{ mm.}$$

Kontrol jarak maksimum sengkang pada daerah di luar sendi plastis  
SK.SNI 3.4.5 - 4 ) :

$$\text{a. } \frac{d}{2} = \frac{527,5}{2} = 263,75 \text{ mm.}$$

$$\text{b. } 600 \text{ mm.}$$

Jadi bentang di luar sendi plastis ( 2.h dari muka kolom ) dipasang  
sengkang D12 - 100 mm.

Menentukan tulangan torsi yang diperlukan :

$$A_{l1} = \frac{2 \cdot A_t}{s} \cdot (x_1 + y_1)$$

$$= 53,557 \text{ mm}^2$$

$$A_{l2} = \left[ \frac{2,8 \cdot s \cdot x}{f_y} \cdot \left( \frac{T_u}{T_u + (V_u / 3 \cdot C_t)} \right) - 2 \cdot A_t \right] \cdot \frac{x_1 + y_1}{s}$$

$$= 3,29 \text{ mm}^2$$

maka dipakai tulangan longitudinal 2 D25 (  $A_s = 982 \text{ mm}^2$  )

**TABEL 6.6 : ANALISA GAYA GESER RENCANA BALOK INDUK**

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 30 \text{ MPa} & d' &= 71 \text{ mm} = 40+20+(0,5 \times 22) \\
 f_y &= 320 \text{ MPa} & &= 72,5 \text{ mm} = 40+20+(0,5 \times 25) \\
 b_w &= 300 \text{ mm} & d &= h - d' \\
 h &= 600 \text{ mm} & \phi &= 0,6 \quad (\text{SK SNI. 3.2.3 - 3})
 \end{aligned}$$

BALOK	L (m)	Vu.bmax (N)	1,05 Vg (N)	M.kap, b (N.m)	M.kap, b' (N.m)	Vu.b (N)	LANTAI 1,2,3		LANTAI 4,5,6		LANTAI 7,8,9	
							Vu.b 1 (N)	Vu.b 2 (N)	Vu.b 1 (N)	Vu.b 2 (N)	Vu.b 1 (N)	Vu.b 2 (N)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
as 5. E - I	8,0	3,64E+05	2,05E+05	6,00E+05	1,00E+06	3,61E+05	3,38E+05	3,09E+05	3,38E+05	3,10E+05	3,39E+05	3,11E+05
as 5. I - M	8,0	3,64E+05	2,05E+05	6,00E+05	1,00E+06	3,61E+05	3,38E+05	3,09E+05	3,38E+05	3,10E+05	3,39E+05	3,11E+05
as 5. M - P	7,5	2,67E+05	1,19E+05	2,32E+05	4,93E+05	1,94E+05	1,83E+05	1,68E+05	1,83E+05	1,68E+05	1,83E+05	1,69E+05
as 5. P - Q	4,5	2,85E+05	9,98E+04	2,93E+05	5,61E+05	2,61E+05	2,18E+05	1,63E+05	2,19E+05	1,65E+05	2,40E+05	1,67E+05
as 3. P - Q	4,5	2,62E+05	6,56E+04	1,94E+05	4,34E+05	1,84E+05	1,53E+05	1,13E+05	1,54E+05	1,15E+05	1,54E+05	1,16E+05
as 8. E - I	8,0	2,51E+05	1,25E+05	2,77E+05	6,52E+05	2,15E+05	2,02E+05	1,85E+05	2,02E+05	1,85E+05	2,02E+05	1,86E+05
as 8. M - P	7,5	3,03E+05	1,61E+05	4,47E+05	6,90E+05	2,79E+05	2,61E+05	2,37E+05	2,61E+05	2,38E+05	2,61E+05	2,39E+05
as 8. Q - P	4,5	2,86E+05	1,03E+05	2,93E+05	5,61E+05	2,65E+05	2,19E+05	1,60E+05	2,20E+05	1,64E+05	2,22E+05	1,68E+05
as I. 5 - 8	8,0	3,60E+05	1,98E+05	6,00E+05	1,00E+06	3,54E+05	3,31E+05	3,02E+05	3,32E+05	3,03E+05	3,32E+05	3,04E+05
as M. 5 - 8	8,0	3,47E+05	1,87E+05	6,00E+05	1,00E+06	3,43E+05	3,20E+05	2,91E+05	3,21E+05	2,92E+05	3,21E+05	2,93E+05
as P. 5 - 8	8,0	3,55E+05	1,99E+05	6,00E+05	1,00E+06	3,55E+05	3,32E+05	3,03E+05	3,33E+05	3,04E+05	3,33E+05	3,05E+05
as Q. 3 - 5	4,0	3,84E+05	5,75E+04	1,92E+05	3,71E+05	1,81E+05	1,43E+05	9,62E+04	1,44E+05	9,80E+04	1,45E+05	9,97E+04
as Q. 5 - 8	8,0	3,32E+05	2,58E+05	2,43E+05	5,08E+05	3,31E+05	3,20E+05	3,07E+05	3,20E+05	3,07E+05	3,21E+05	3,08E+05

Keterangan Tabel 6.6 :

(3)  $Vu.b \text{ max} = 1,05 [V_d + V_{lr} + 4.V_e]$

(4)  $1,05 V_g = 1,2.V_d + 1,6.V_l$

(5),(6) M.kap b, M.kap b' lihat tabel 6.3

(7)  $Vub = [0,7 \cdot (M.kap.b + M.kap.b')/ln] + 1,05 \cdot V_g$

(8),(10),(12)  $Vu.1 = (1,05 V_g) - [0,7 (M.kap.b + M.kap.b')/ln] + [(ln - d)/ln] \cdot (Vub - (1,05 V_g - 0,7 (M.kap.b + M.kap.b')/ln))$

(9),(11),(13)  $Vu.2 = (1,05 V_g) - [0,7 (M.kap.b + M.kap.b')/ln] + [(ln - 2h)/ln] \cdot (Vub - (1,05 V_g - 0,7 (M.kap.b + M.kap.b')/ln))$

di mana :

$Vub. \text{ max} = \text{Gaya Geser Maksimum Balok}$

$Vub = \text{Gaya Geser Rencana}$

$Vu.1 = \text{Gaya Geser di daerah Sendi Plastis}$

$Vu.2 = \text{Gaya Geser di luar daerah Sendi Plastis}$

**TABEL 6.7 : PENULANGAN GESER TORSI BALOK PELAT LANTAI 1,2,3**

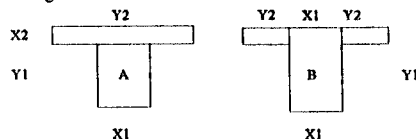
$f_c' = 30 \text{ MPa}$   
 $f_y = 320 \text{ MPa}$   
 $b_w = 300 \text{ mm}$   
 $h = 600 \text{ mm}$   
 $d' = 71 \text{ mm} = 40 + 20 + (0,5 \times 22)$   
 $= 72,5 \text{ mm} = 40 + 20 + (0,5 \times 25)$   
 $d = h - d'$

$Av \text{ begel} = 226,3 \text{ mm}$   
 $\phi = 0,6 \text{ (SK SNI. 3.2.3 - 3)}$

Daerah sendi plastis sepanjang 2.h dari muka kolom  
 Daerah di luar sendi plastis diluar jarak 2.h dari muka kolom  
 $x = b_w - 2 \cdot \text{dec} - ds$   
 $y = h - 2 \cdot \text{dec} - ds$

BENTANG	be	d	X <sup>2</sup> Y	Tu	KONTROL Tu. min (N.m)	DAERAH SENDI PLASTIS						DAERAH DI LUAR SENDI PLASTIS						AI		
	(mm)	(mm)	(mm. <sup>3</sup> )	(Nm)		Vu. 1 (N)	Vc (N)	Tc (N.m)	Av/S mm/mm	At/S mm/mm	S (mm)	DIPAKAI BEGEL 90°	Vu. 2 (N)	Vc (N)	Tc (N.m)	Av/S mm/mm	At/S mm/mm		S (mm)	DIPAKAI BEGEL 90°
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
as 5. E-I	2000	527,5	7,848E+07	1638	12895,6	337735	0,00	679,17	3,335	0,041	66	D12 - 50	308609	135181	766,48	2,246	0,039	100	D12 - 100	58
as 5. I-M	2000	527,5	7,848E+07	1916	12895,6	337903	0,00	818,91	3,336	0,047	66	D12 - 50	308777	132198	896,08	2,266	0,046	100	D12 - 100	68
as 5. M-P	925	529,0	6,300E+07	3964	10352,0	182534	0,00	3116,93	1,797	0,070	117	D12 - 100	167518	68098	3390,49	1,247	0,064	164	D12 - 150	99
as 5. P-Q	1125	529,0	6,588E+07	4360	10825,2	217892	0,00	2878,07	2,145	0,088	100	D12 - 100	162659	62769	3833,61	1,231	0,069	165	D12 - 150	123
as 3. P-Q	675	529,0	5,940E+07	2914	9760,4	153067	0,00	2735,73	1,507	0,042	142	D12 - 100	113226	62209	3674,28	0,747	0,024	284	D12 - 250	200
as 8. E-I	2000	529,0	7,848E+07	5460	12895,6	201579	0,00	3887,76	1,985	0,104	103	D12 - 100	184744	62253	4234,61	1,451	0,097	137	D12 - 100	148
as 8. M-P	1750	529,0	7,488E+07	4240	12304,0	260687	0,00	2347,61	2,567	0,094	82	D12 - 50	236902	88212	2581,30	1,811	0,090	114	D12 - 100	134
as 8. Q-P	1125	529,0	6,588E+07	3760	10825,2	218670	0,00	2477,81	2,153	0,076	100	D12 - 100	160057	69674	3369,74	1,164	0,058	177	D12 - 175	108
as 1. 5-8	2000	527,5	7,848E+07	6300	12895,6	331141	0,00	2735,85	3,270	0,155	63	D12 - 50	302015	80838	2996,93	2,503	0,150	81	D12 - 50	221
as M. 5-8	2000	527,5	7,848E+07	1960	12895,6	320305	0,00	883,57	3,163	0,048	69	D12 - 50	291179	130341	971,85	2,103	0,046	103	D12 - 100	68
as P. 5-8	2000	527,5	7,848E+07	3413	12895,6	332216	0,00	1481,92	3,280	0,084	66	D12 - 50	303391	112883	1622,28	2,327	0,081	100	D12 - 100	120
as Q. 3-5	633	529,0	5,880E+07	1654	9661,0	143347	0,00	1666,31	1,411	0,022	155	D12 - 150	96204	83726	2473,78	0,453	0,006	487	D12 - 250	139
as Q. 5-8	966	529,0	6,359E+07	1880	10449,0	320477	0,00	849,29	3,155	0,046	70	D12 - 50	307405	130449	885,36	2,256	0,045	100	D12 - 100	65

Keterangan Tabel 6.7 :



- (4) Diambil yang terbesar dari kondisi A dan B  
 Kondisi A :  $X^2 Y = X_1^2 Y_1 + X_2^2 Y_2$   
 Kondisi B :  $X^2 Y = X_1^2 Y_1 + 2 X_2^2 Y_2$   
 (5) Tu. diperoleh dari tabel 6.5  
 (6)  $Tu. \min = \phi \cdot 1/20 \cdot (f_c')^{1/3} \cdot b_w \cdot d$   
 (7),(14) Vu.1 dan Vu.2 diperoleh dari tabel 6.6

- (8),(15) Untuk daerah Sendi Plastis :  
 $Vc = 0$  (SK.SNI. 3.14.7 - 2.1)  
 Untuk daerah di luar Sendi Plastis :  
 $Vc = [1/6 \cdot (f_c')^{1/3} \cdot b_w \cdot d] \cdot [1 + (2,5 \cdot Ct \cdot (Tu/Vu))^{1/2}]^{1/2}$   
 (9),(16)  $Tc = [1/15 \cdot (f_c')^{1/3} \cdot X^2 Y] \cdot [1 + (0,4 \cdot Vu/(Ct \cdot Tu))]^{1/2}$   
 $Ct = b_w \cdot d / X \cdot Y$   
 (10),(17)  $Av/s = (\phi \cdot Vs) : \phi \cdot f_y \cdot d$  (SK.SNI 3.4.5 - 6.2)  
 $Vu < \phi \cdot (Vs + Vc)$  (SK.SNI 3.4.1 - 1)  
 (11),(18)  $At/s = [(Tu/f) - Tc] : (\alpha \cdot x \cdot y \cdot f_y)$   
 (12),(19)  $S = (0,25 \cdot \pi \cdot D^2) : (Av/s + 2 \cdot At/s)$   
 (21) AI dipilih yang terbesar dari :  
 $AI.1 = 2 \cdot At/s \cdot (x + y)$   
 $AI.2 = [(2,8 \cdot b_w \cdot S / f_y) \cdot (Tu / (Tu + Vu/3 \cdot Ct)) - 2 \cdot S \cdot At/s] \cdot [(x + y) / S]$

Untuk daerah Sendi Plastis jarak begel diambil yang terkecil dari : [SK SNI. 3.14.9-3.3b]  
 - S  
 - d / 4  
 - 8 x diameter tulangan utama balok  
 - 24 x diameter tulangan begel

Untuk daerah diluar Sendi Plastis jarak begel diambil yang terkecil dari : [SK SNI. 3.4.5 - 4]  
 - S  
 - d / 2  
 - 600 mm

**TABEL 6.7 : PENULANGAN GESER TORSI BALOK PELAT LANTAI 4,5,6**

BENTANG	be (mm)	d (mm)	X <sup>2</sup> Y (mm <sup>3</sup> )	Tu (Nm)	KONTROL Tu min (N.m)	DAERAH SENDI PLASTIS							DAERAH DI LUAR SENDI PLASTIS							AI (mm <sup>3</sup> )
						Vu. 1 (N)	Vc (N)	Tc (N.m)	Av/S mm <sup>2</sup> /mm	Au/S mm <sup>2</sup> /mm	S (mm)	DIPAKAI BEGEL 90°	Vu. 2 (N)	Vc (N)	Tc (N.m)	Av/S mm <sup>2</sup> /mm	Au/S mm <sup>2</sup> /mm	S (mm)	DIPAKAI BEGEL 90°	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
as 5. E-I	2000	527,5	7,848E+07	1638	12895,6	338202	0,00	699,46	3,339	0,041	66	D12 - 50	309672	135239	763,85	2,256	0,039	100	D12 - 100	58
as 5. I-M	2000	527,5	7,848E+07	1916	12895,6	338370	0,00	817,78	3,341	0,047	66	D12 - 50	309840	132271	893,01	2,276	0,046	100	D12 - 100	68
as 5. M-P	925	529,0	6,300E+07	3964	10352,0	182791	0,00	3112,61	1,800	0,070	117	D12 - 100	168103	68283	3378,95	1,252	0,064	164	D12 - 150	171
as 5. P-Q	1125	529,0	6,588E+07	4360	10825,2	219124	0,00	2862,12	2,157	0,088	100	D12 - 100	165454	63641	3770,46	1,253	0,070	162	D12 - 150	125
as 3. P-Q	675	529,0	5,940E+07	2914	9760,4	153656	0,00	2725,42	1,513	0,043	150	D12 - 150	114561	62806	3632,65	0,757	0,024	280	D12 - 250	194
as 8. E-I	2000	529,0	7,848E+07	5460	12895,6	201851	0,00	3882,63	1,987	0,104	103	D12 - 100	185360	62422	4220,85	1,456	0,097	137	D12 - 100	149
as 8. M-P	1750	529,0	7,488E+07	4240	12304,0	261098	0,00	2343,94	2,571	0,094	82	D12 - 50	237836	88430	2571,26	1,819	0,090	113	D12 - 100	135
as 8. Q-P	1125	529,0	6,588E+07	3760	10825,2	220478	0,00	2457,70	2,171	0,076	100	D12 - 100	164158	71034	3287,14	1,197	0,060	172	D12 - 150	108
as 1. 5-8	2000	527,5	7,848E+07	6300	12895,6	331608	0,00	2732,03	3,274	0,155	63	D12 - 50	303078	81033	2986,54	2,512	0,150	80	D12 - 50	221
as M. 5-8	2000	527,5	7,848E+07	1960	12895,6	320772	0,00	882,28	3,167	0,048	69	D12 - 50	292242	130429	968,32	2,113	0,046	103	D12 - 100	68
as P. 5-8	2000	527,5	7,848E+07	3413	12895,6	332675	0,00	1479,88	3,285	0,084	65	D12 - 50	304435	113033	1616,74	2,336	0,081	100	D12 - 100	120
as Q. 3-5	633	529,0	5,880E+07	1654	9661,0	144143	0,00	1657,17	1,419	0,022	154	D12 - 150	98010	84763	2428,79	0,464	0,007	473	D12 - 250	133
as Q. 5-8	966	529,0	6,359E+07	1880	10449,0	320425	0,00	849,43	3,155	0,046	70	D12 - 50	307286	130440	885,70	2,255	0,045	100	D12 - 100	65

**TABEL 6.7 : PENULANGAN GESER TORSI BALOK PELAT LANTAI 7,8,9**

BENTANG	be (mm)	d (mm)	X <sup>2</sup> Y (mm <sup>3</sup> )	Tu (Nm)	KONTROL Tu min (N.m)	DAERAH SENDI PLASTIS							DAERAH DI LUAR SENDI PLASTIS							AI (mm <sup>3</sup> )
						Vu. 1 (N)	Vc (N)	Tc (N.m)	Av/S mm <sup>2</sup> /mm	Au/S mm <sup>2</sup> /mm	S (mm)	DIPAKAI BEGEL 90°	Vu. 2 (N)	Vc (N)	Tc (N.m)	Av/S mm <sup>2</sup> /mm	Au/S mm <sup>2</sup> /mm	S (mm)	DIPAKAI BEGEL 90°	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
as 5. E-I	2000	527,5	7,848E+07	1638	12895,6	338652	0,00	679,17	3,344	0,041	66	D12 - 50	310697	135294	761,34	2,266	0,039	100	D12 - 100	58
as 5. I-M	2000	527,5	7,848E+07	1916	12895,6	338820	0,00	816,69	3,345	0,047	66	D12 - 50	310865	132342	890,07	2,285	0,046	100	D12 - 100	68
as 5. M-P	925	529,0	6,300E+07	3964	10352,0	182978	0,00	3109,49	1,802	0,070	116	D12 - 100	168526	68417	3370,64	1,255	0,065	163	D12 - 150	171
as 5. P-Q	1125	529,0	6,588E+07	4360	10825,2	240016	0,00	2616,07	2,363	0,093	89	D12 - 50	167240	64194	3731,17	1,267	0,071	160	D12 - 150	132
as 3. P-Q	675	529,0	5,940E+07	2914	9760,4	154225	0,00	2715,52	1,518	0,043	150	D12 - 150	115852	63379	3593,28	0,766	0,025	277	D12 - 250	193
as 8. E-I	2000	529,0	7,848E+07	5460	12895,6	202112	0,00	3877,69	1,990	0,104	103	D12 - 100	185954	62584	4207,67	1,461	0,098	136	D12 - 100	149
as 8. M-P	1750	529,0	7,488E+07	4240	12304,0	261494	0,00	2340,42	2,575	0,094	82	D12 - 50	238734	88639	2561,67	1,827	0,090	113	D12 - 100	135
as 8. Q-P	1125	529,0	6,588E+07	3760	10825,2	222164	0,00	2439,25	2,187	0,076	100	D12 - 100	167982	72281	3213,66	1,227	0,061	168	D12 - 150	109
as 1. 5-8	2000	527,5	7,848E+07	6300	12895,6	332058	0,00	2728,36	3,279	0,155	63	D12 - 50	304103	81221	2976,58	2,521	0,150	80	D12 - 50	221
as M. 5-8	2000	527,5	7,848E+07	1960	12895,6	321222	0,00	881,04	3,172	0,048	69	D12 - 50	293267	130513	964,94	2,122	0,046	102	D12 - 100	68
as P. 5-8	2000	527,5	7,848E+07	3413	12895,6	333008	0,00	1478,40	3,288	0,084	65	D12 - 50	305193	113142	1612,73	2,343	0,081	100	D12 - 100	120
as Q. 3-5	633	529,0	5,880E+07	1654	9661,0	144909	0,00	1648,46	1,427	0,022	154	D12 - 150	99747	85742	2387,01	0,476	0,007	461	D12 - 250	132
as Q. 5-8	966	529,0	6,359E+07	1880	10449,0	320580	0,00	849,02	3,156	0,046	70	D12 - 50	307638	130468	884,68	2,258	0,045	100	D12 - 100	65

## VI.2 KOMPONEN STRUKTUR KOLOM

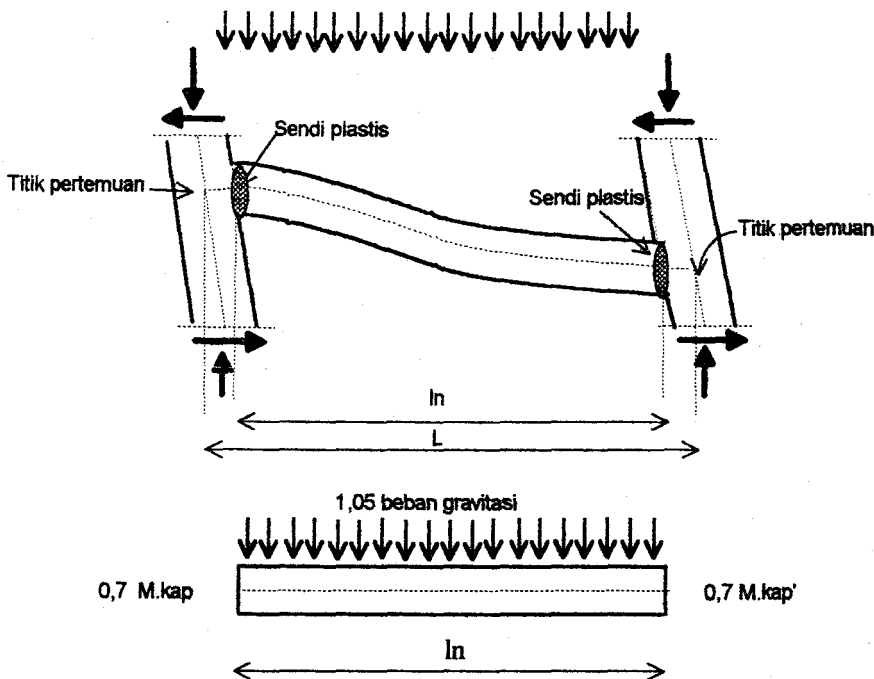
Dalam SK SNI T-15-1991-03 Pasal 3.14.4 -1 disebutkan bahwa untuk komponen struktur dengan beban lentur dan aksial tekan (kolom) harus memenuhi syarat sebagai berikut :

- a Dimensi penampang terpendek, diukur pada satu garis lurus yang melalui titik berat penampang  $\geq 300 \text{ mm}$
- b Rasio dimensi penampang terpendek terhadap dimensi yang tegak lurus padanya  $\geq 0,4$
- c Rasio tinggi antar kolom terhadap dimensi penampang kolom yang terpendek  $\leq 25$ . Untuk kolom yang mengalami momen yang dapat berbalik tanda, rasionya  $\leq 16$

VI.2.1. PERENCANAAN TERHADAP BEBAN LENTUR

Penulangan lentur kolom dihitung berdasarkan momen rencana dan gaya aksial rencana yang ditentukan dari momen kapasitas balok pada pusat joint .

MOMEN RENCANA KOLOM



Tabel 6.2 : MOMEN RENCANA KOLOM AKIBAT TERJADINYA SENDI PLASTIS PADA UJUNG-UJUNG BALOK

Momen rencana kolom dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$\sum M_{u.k} \geq 0,7 \varpi_d \sum M_{k.p.b} \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.14.4 - 2.2}$$

tetapi dalam segala hal :

$$\sum M_{u.k} \leq 1,05 \left[ M_{D.k} + M_{L.k} + \frac{4,0}{K} M_{E.k} \right] \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.14.4 - 2.2}$$

di mana :

$\Sigma Mu.k$  = jumlah momen rencana kolom, pada pusat joint. Kuat lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial berfaktor yang konsisten dengan arah gaya lateral yang ditinjau.

$\omega_d$  = koefisien pembesaran dinamis yang memperhitungkan pengaruh dari terjadinya sendi plastis pada struktur secara keseluruhan (= 1,3 )

$\Sigma M_{kap b}$  = jumlah momen kapasitas balok pada pusat joint, yang berhubungan dengan kapasitas lentur aktual dari balok ( untuk jumlah luas tulangan yang sebenarnya terpasang )

Dalam hal ini dilakukan ekstrapolasi linier terlebih dahulu untuk menentukan nilai momen kapasitas balok pusat joint, yang dihitung dari muka joint sebelah kiri maupun sebelah kanan.

$$\Sigma M_{kap b (+) \text{ pusat joint}} = \frac{L_b}{L_{n.b}} \cdot M_{kap b (+) \text{ muka joint}}$$

$$\Sigma M_{kap b (-) \text{ pusat joint}} = \frac{L_b}{L_{n.b}} \cdot M_{kap b (-) \text{ muka joint}}$$

$MD.k$  = gaya geser kolom akibat beban mati.

$ML.k$  = gaya geser kolom akibat beban hidup.

$ME.k$  = gaya geser kolom akibat beban gempa.

$K$  = faktor jenis struktur, lihat tabel 3.14.4 SK SNI T-15-1991 03



Apabila kekakuan relatif dari unsur-unsur yang bertemu disetiap joint diperhitungkan, maka besarnya nilai  $\sum Mu.k$  ujung atas dan ujung bawah kolom pada setiap lantai - i untuk masing-masing arah - X dan arah - Y adalah :

a Untuk ujung atas lantai - i :

$$\sum Mu.k = 0,7 \cdot \varpi_d \cdot \frac{h}{h_n} \cdot \alpha_{ka} \cdot \sum M.kap.b (i+1)$$

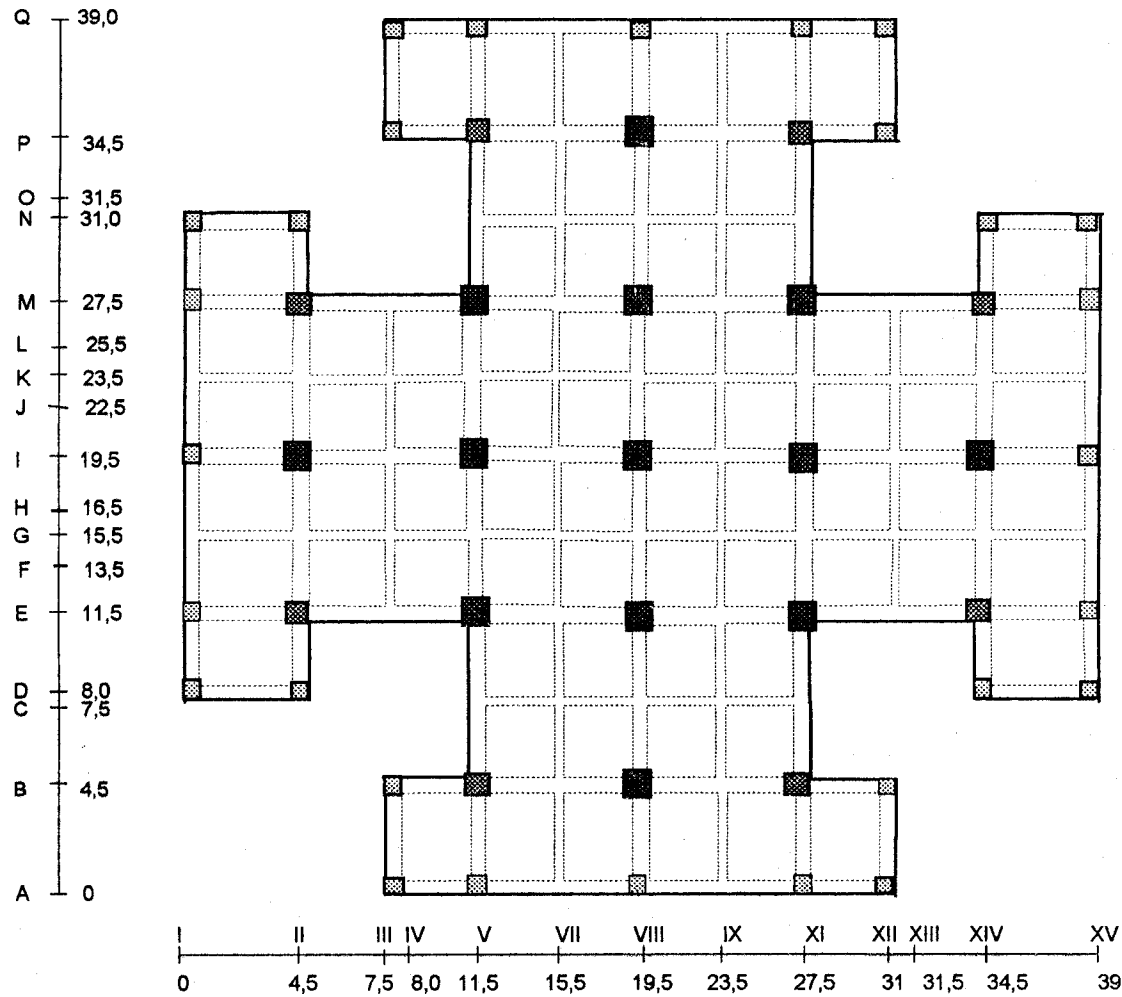
b Untuk ujung bawah lantai - i :

$$\sum Mu.k = 0,7 \cdot \varpi_d \cdot \frac{h}{h_n} \cdot \alpha_{kb} \cdot \sum M.kap.b (i)$$

Nilai faktor distribusi momen dari kolom yang ditinjau ( $\alpha_k$ ) adalah :

$$\alpha_{ka} = \frac{Me.kb \cdot lt(i)}{Me.kb \cdot lt(i) + Me.ka \cdot lt(i-1)}$$

$$\alpha_{kb} = \frac{Me.ka \cdot lt(i)}{Me.ka \cdot lt(i) + Me.kb \cdot lt(i+1)}$$



#### KETERANGAN ;

- Lt 1 s/d 3 : 80 x 80 cm  
 Lt 4 s/d 6 : 70 x 70 cm  
 Lt . 7 s/d 9 : 60 x 60 cm
- Lt 1 s/d 3 : 70 x 70 cm  
 Lt 4 s/d 6 : 60 x 60 cm  
 Lt . 7 s/d 9 : 55 x 55 cm
- Lt 1 s/d 3 : 65 x 65 cm  
 Lt 4 s/d 6 : 55 x 55 cm  
 Lt . 7 s/d 9 : 50 x 50 cm

**DENAH KOLOM**  
**STRUKTUR GEDUNG ADISTANA TOWER A**

***Contoh Perhitungan 6.5 :***

Sebagai contoh perhitungan Momen Ultimate kolom Lt-1 diambil Kolom I-2

**DATA KOLOM :**

- dimensi =  $80 \times 80 \text{ cm}^2$
- h = 3,6 m
- hn = 3,0 m

**GAYA-GAYA DALAM KOLOM :****ARAH - X :**

$$\text{Md. bawah} = 2,69 \text{ tm.} \quad \text{Md. atas} = 6,06 \text{ tm.}$$

$$\text{Ml. bawah} = 0,97 \text{ tm.} \quad \text{Ml. atas} = 2,18 \text{ tm}$$

$$\text{Me. bawah } (\alpha = 0^\circ) = 29,29 \text{ tm.} \quad \text{Me. atas } (\alpha = 0^\circ) = 2,22 \text{ tm}$$

$$\text{Me. bawah } (\alpha = 90^\circ) = 0,03 \text{ tm.} \quad \text{Me. atas } (\alpha = 90^\circ) = 0,01 \text{ tm}$$

$$\text{Me. bwh lt-2 } (\alpha = 0^\circ) = 20,58 \text{ tm.}$$

$$\text{Me. bwh lt-2 } (\alpha = 90^\circ) = 0,02 \text{ tm.}$$

$$\text{M. kap (+) kiri} = 292,78 \text{ kN.m.}$$

$$\text{M. kap (-) kiri} = 561,42 \text{ kN.m.}$$

$$\text{M. kap (+) kanan} = 446,56 \text{ kN.m}$$

$$\text{M. kap (-) kanan} = 689,99 \text{ kN.m}$$

Catatan :  $(\alpha = 0^\circ)$  = Saat gempa memukul dengan  $\alpha = 0^\circ$

$(\alpha = 90^\circ)$  = Saat gempa memukul dengan  $\alpha = 90^\circ$

ARAH - Y :

$$\text{Md. bawah} = 0,01 \text{ tm.} \quad \text{Md. atas} = 0,09 \text{ tm.}$$

$$\text{Ml. bawah} = 0,01 \text{ tm.} \quad \text{Ml. atas} = 0,04 \text{ tm}$$

$$\text{Me. bawah } (\alpha = 0^\circ) = 0,29 \text{ tm.} \quad \text{Me. atas } (\alpha = 0^\circ) = 0,05 \text{ tm}$$

$$\text{Me. bawah } (\alpha = 90^\circ) = 28,51 \text{ tm.} \quad \text{Me. atas } (\alpha = 90^\circ) = 4,34 \text{ tm}$$

$$\text{Me. bwh lt-2 } (\alpha = 0^\circ) = 0,18 \text{ tm.}$$

$$\text{Me. bwh lt-2 } (\alpha = 90^\circ) = 18,02 \text{ tm.}$$

$$\text{M. kap (+) kiri} = 600,01 \text{ kN.m.}$$

$$\text{M. kap (-) kiri} = 1003,68 \text{ kN.m.}$$

$$\text{M. kap (+) kanan} = 600,01 \text{ kN.m}$$

$$\text{M. kap (-) kanan} = 1003,68 \text{ kN.m}$$

Catatan :  $(\alpha = 0^\circ)$  = Saat gempa memukul dengan  $\alpha = 0^\circ$

$(\alpha = 90^\circ)$  = Saat gempa memukul dengan  $\alpha = 90^\circ$

### **ANALISA MOMEN MAKSIMUM KOLOM :**

$$\text{Mu.k} = 1,05 [ \text{MD.k} + \text{ML.k} + 4. \text{ME.k} ] \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.14.4 - 2.2}$$

a. Saat gempa memukul dengan  $(\alpha = 0^\circ)$

ARAH - X

$$\text{Mu.x - bwh} = 1,05 [ \text{MD.x} + 0,75 . \text{MLx} + 4 ( \text{ME.x } (\alpha = 0) + 0,3 . \text{ME.x } (\alpha = 90) ) ]$$

$$= 1,05 [ 26,9 + (0,75 . 9,7) + 4 ( 292,9 + (0,3 . 0,3) ) ] = 1266 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu.x - ats} &= 1,05 [ \text{MD.x} + 0,75 \cdot \text{MLx} + 4 ( \text{ME.x} (\alpha = 0) + 0,3 \cdot \text{ME.x} (\alpha = 90) ) ] \\
 &= 1,05 [ 60,6 + (0,75 \cdot 21,8) + 4 ( 22,2 + (0,3 \cdot 0,1) ) ] \\
 &= 174,164 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

*ARAH - Y*

$$\begin{aligned}
 \text{Mu.y - bwh} &= 1,05 [ \text{MD.y} + 0,75 \cdot \text{ML.y} + 4 ( \text{ME.y} (\alpha = 0) + 0,3 \cdot \text{ME.y} (\alpha = 90) ) ] \\
 &= 1,05 [ 0,1 + (0,75 \cdot 0,1) + 4 ( 2,9 + (0,3 \cdot 285,1) ) ] \\
 &= 371,589 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu.y - ats} &= 1,05 [ 0,9 + (0,75 \cdot 0,4) + 4 ( 0,4 + (0,3 \cdot 43,3) ) ] \\
 &= 57,498 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

*b. Saat gempa memukul dengan (  $\alpha = 90^\circ$  )*

*ARAH - X*

$$\begin{aligned}
 \text{Mu.x - bwh} &= 1,05 [ \text{MD.x} + 0,75 \cdot \text{MLx} + 4 ( \text{ME.x} (\alpha = 90) + 0,3 \cdot \text{ME.x} (\alpha = 0) ) ] \\
 &= 1,05 [ 26,9 + (0,75 \cdot 9,7) + 4 ( 0,3 + (0,3 \cdot 292,9) ) ] \\
 &= 406,198 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu.x - ats} &= 1,05 [ 60,6 + (0,75 \cdot 21,8) + 4 ( 0,1 + (0,3 \cdot 22,2) ) ] \\
 &= 109,190 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

*ARAH - Y*

$$\begin{aligned}
 \text{Mu.y - bwh} &= 1,05 [ \text{MD.y} + 0,75 \cdot \text{ML.y} + 4 ( \text{ME.y} (\alpha = 90) + 0,3 \cdot \text{ME.y} (\alpha = 0) ) ] \\
 &= 1,05 [ 0,1 + (0,75 \cdot 0,1) + 4 ( 285,1 + (0,3 \cdot 2,9) ) ] = 1201 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu.y - ats} &= 1,05 [ \text{MD.y} + 0,75 \cdot \text{ML.y} + 4 ( \text{ME.y} (\alpha = 90) + 0,3 \cdot \text{ME.y} (\alpha = 0) ) ] \\
 &= 1,05 [ 0,9 + (0,75 \cdot 0,4) + 4 ( 43,3 + (0,3 \cdot 0,4) ) ] \\
 &= 183,624 \quad \text{kN.m}
 \end{aligned}$$

### ANALISA MOMEN KOLOM :

$$\text{Mu.ka} = 0,7 \cdot \varpi_d \cdot \frac{h}{h_n} \cdot \alpha_{ka} \cdot \sum \text{M.kap.b} (i+1)$$

$$\text{Mu.kb} = 0,7 \cdot \varpi_d \cdot \frac{h}{h_n} \cdot \alpha_{kb} \cdot \sum \text{M.kap.b} (i)$$

di mana :

$$\alpha_{kb} = \frac{\text{Me.kb. lt}(i)}{\text{Me.kb lt}(i) + \text{Me.ka lt}(i-1)}$$

$$\alpha_{ka} = \frac{\text{Me.ka. lt}(i)}{\text{Me.ka lt}(i) + \text{Me.kb lt}(i+1)}$$

untuk kolom bawah  $\sum \text{M.kap.b} (i) = 0$  sehingga  $\alpha_{kb}$  tidak perlu di hitung

karena  $= 0$ . dan

$$\text{Mu.kbx} = \text{Me.kx} (\alpha_1) + 0,3 \cdot \text{Me.kx} (\alpha_2)$$

$$\text{Mu.kby} = \text{Me.ky} (\alpha_1) + 0,3 \cdot \text{Me.ky} (\alpha_2)$$

Catatan :

Mu.k rencana harus diperhitungkan pula terhadap Momen akibat gempa 30% arah tegaknya.

a. Saat gempa memukul dengan ( $\alpha = 0^\circ$ )

ARAH - X :

$$\alpha_{kb} = 0$$

$$\alpha_{ka} = \frac{22,2}{22,2 + 205,8} = 0,10$$

$$\begin{aligned} \text{Mu.kbx} &= \text{Me.kx} (\alpha = 0) + 0,3 \text{ Me.kx} (\alpha = 90) \\ &= 292,9 + (0,3 \cdot 0,3) = 292,99 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\text{Mu.ka} = 0,7 \cdot \varpi_d \cdot \frac{h}{h_n} \cdot \alpha_{ka} \cdot \sum M_{kap.b}(i+1)$$

$$\begin{aligned} \text{Mu.kax} &= 0,7 \cdot 1 \cdot \frac{3,6}{3,0} \cdot 0,10 \cdot \left[ \frac{7,0}{6,2} \cdot (446,56 + 689,99) + \left( 0,3 \cdot \frac{8}{7,2} \cdot \right. \right. \\ &\quad \left. \left. (600,01 + 1003,68) \right) \right] = 148,67 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

ARAH - Y :

$$\alpha_{kb} = 0$$

$$\alpha_{ka} = \frac{0,4}{0,4 + 1,8} = 0,18$$

$$\begin{aligned} \text{Mu.kby} &= \text{Me.ky} (\alpha = 0) + 0,3 \text{ Me.ky} (\alpha = 90) \\ &= 2,90 + (0,3 \cdot 285,1) = 88,43 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu.kay} &= 0,7 \cdot 1 \cdot \frac{3,6}{3,0} \cdot 0,18 \cdot \left[ \frac{7,0}{6,2} \cdot 0,3 (446,56 + 689,99) + \left( \frac{8}{7,2} \cdot \right. \right. \\ &\quad \left. \left. (600,01 + 1003,68) \right) \right] = 330,94 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

b. Saat gempa memukul dengan (  $\alpha = 90^\circ$  )

ARAH - X :

$$\alpha_{kb} = 0$$

$$\begin{aligned}\alpha_{ka} &= \frac{Me_{ka} \cdot lt(i)}{Me_{ka} \cdot lt(i) + Me_{kb} \cdot lt(i+1)} \\ &= \frac{0,1}{0,1 + 0,2} = 0,33\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Mu_{kbx} &= Me_{kx} (\alpha = 90) + 0,3 Me_{kx} (\alpha = 0) \\ &= 0,3 + (0,3 \cdot 292,9) = 88,17 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

$$Mu_{ka} = 0,7 \cdot \omega_d \cdot \frac{h}{h_n} \cdot \alpha_{ka} \cdot \sum M_{kap.b(i+1)}$$

$$\begin{aligned}Mu_{kax} &= 0,7 \cdot 1 \cdot \frac{3,6}{3,0} \cdot 0,33 \cdot \left[ \frac{7,0}{6,2} \cdot (446,56 + 689,99) + \left(0,3 \cdot \frac{8}{7,2} \cdot \right. \right. \\ &\quad \left. \left. (600,01 + 1003,68) \right) \right] = 508,97 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

ARAH - Y :

$$\alpha_{kb} = 0$$

$$\begin{aligned}\alpha_{ka} &= \frac{Me_{ka} \cdot lt(i)}{Me_{ka} \cdot lt(i) + Me_{kb} \cdot lt(i+1)} \\ &= \frac{43,4}{43,4 + 180,2} = 0,19\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Mu_{kby} &= Me_{ky} (\alpha = 90) + 0,3 Me_{ky} (\alpha = 0) \\ &= 285,1 + (0,3 \cdot 2,9) = 285,97 \text{ kN.m}\end{aligned}$$



$$\begin{aligned} \text{Mu.kay} &= 0,7 \cdot 1 \cdot \frac{3,6}{3,0} \cdot 0,19 \cdot \left[ \frac{7,0}{6,2} \cdot 0,3 (446,56 + 689,99) + \left( \frac{8}{7,2} \cdot \right. \right. \\ &\quad \left. \left. (600,01 + 1003,68) \right) \right] = 352,63 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Jadi di dalam perencanaan kolom portal terhadap beban lentur dan aksial dengan daktilitas penuh dihitung berdasarkan terjadinya kapasitas lentur sendi plastis pada ujung balok yang bertemu dengan kolom tersebut (Mu.k rencana) tetapi dalam segala hal tidak perlu lebih besar dari Mu.k maksimum yang telah ditentukan.

Saat gempa memukul dengan ( $\alpha = 0^\circ$ ).

- Pada ujung bawah :  $\text{Mu.k-x} = 292,99 \text{ kN.m}$

$\text{Mu.k-y} = 88,43 \text{ kN.m}$

- Pada ujung atas :  $\text{Mu.k-x} = 148,67 \text{ kN.m}$

$\text{Mu.k-y} = 57,50 \text{ kN.m}$

Saat gempa memukul dengan ( $\alpha = 90^\circ$ ).

- Pada ujung bawah :  $\text{Mu.k-x} = 88,17 \text{ kN.m}$

$\text{Mu.k-y} = 285,97 \text{ kN.m}$

- Pada ujung atas :  $\text{Mu.k-x} = 109,19 \text{ kN.m}$

$\text{Mu.k-y} = 183,62 \text{ kN.m}$

**TABEL 6.9 : ANALISA MOMEN PADA UJUNG ATAS KOLOM**

LANTAI	KOLOM	UJUNG BAWAH				UJUNG ATAS				SAAT		SAAT		Sumbu - X		Sumbu - Y		MOMEN KOLOM UJUNG ATAS			
		$\alpha = 0$		$\alpha = 90$		$\alpha = 0$		$\alpha = 90$		$\alpha = 0$		$\alpha = 90$						$\alpha = 0$		$\alpha = 90$	
		ME x	ME y	ME x	ME y	ME x	ME y	ME x	ME y	$\alpha \cdot k_a \cdot X$	$\alpha \cdot k_a \cdot Y$	$\alpha \cdot k_a \cdot X$	$\alpha \cdot k_a \cdot Y$	M.kap (+)	M.kap (-)	M.kap (+)	M.kap (-)	Muk-x	Muk-y	Muk-x	Muk-y
1		3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
L.t. 1	I-1	279,8	39,0	0,3	286,2	50,4	0,5	0,1	43,4	0,24	0,17	0,33	0,19	0,00	561,40	243,24	508,35	186,56	150,61	261,33	169,02
	I-2	292,9	2,9	0,3	285,1	22,2	0,4	0,1	43,3	0,10	0,18	0,33	0,19	446,56	689,99	600,01	1003,68	148,67	330,94	508,97	352,63
	I-5	285,6	1,6	0,3	283,5	37,6	0,2	0,1	43,1	0,17	0,17	0,33	0,19	600,01	1003,68	600,01	1003,68	334,08	324,30	648,60	377,77
	I-8	284,1	0,3	0,3	273,7	40,9	0,1	0,1	60,0	0,19	0,50	0,33	0,32	600,01	1003,68	292,78	651,83	394,09	1216,36	697,29	771,88
	E-2	294,2	2,8	2,4	294,1	22,4	0,8	0,5	24,2	0,10	0,35	0,28	0,10	292,78	561,40	600,01	1002,68	129,31	611,35	367,06	181,54
L.t. 2-3	I-1	161,4	2,4	0,2	180,9	47,3	0,9	0,1	62,1	0,36	0,39	0,50	0,37	0,00	561,40	243,24	508,35	367,99	444,37	509,59	420,77
	I-2	205,8	1,8	0,2	180,2	92,4	0,6	0,1	61,8	0,42	0,35	0,50	0,37	446,56	689,99	600,01	1003,68	831,43	835,12	992,50	876,68
	I-5	181,4	1,0	0,2	178,9	67,7	0,3	0,1	61,0	0,39	0,33	0,50	0,37	600,01	1003,68	600,01	1003,68	981,94	843,18	1264,78	938,01
	I-8	176,2	0,1	0,2	129,1	62,3	0,1	0,1	26,8	0,38	0,50	0,50	0,51	600,01	1003,68	292,78	651,83	1034,95	1581,26	1359,72	1602,19
	E-2	206,5	1,5	1,3	210,1	92,6	0,8	0,5	91,9	0,42	0,40	0,42	0,41	292,78	561,40	600,01	1002,68	719,78	913,97	715,76	944,60
L.t. 4-6	I-1	83,7	1,4	0,1	105,5	90,6	1,6	0,1	114,6	0,70	0,70	0,50	0,67	0,00	561,40	243,24	508,35	713,58	789,99	509,59	755,75
	I-2	128,2	1,1	0,1	105,0	140,2	1,2	0,2	114,1	0,67	0,71	0,67	0,67	446,56	689,99	600,01	1003,68	1337,97	1670,25	1323,33	1575,16
	I-5	106,7	0,6	0,1	103,5	116,8	0,6	0,1	112,3	0,67	0,67	0,50	0,67	600,01	1003,68	600,01	1003,68	1693,13	1686,37	1264,78	1693,91
	I-8	101,4	0,1	0,1	26,1	110,9	0,1	0,1	24,4	0,67	0,50	0,50	0,64	600,01	1003,68	292,78	651,83	1827,80	1581,26	1359,72	2025,35
	E-2	128,4	1,2	0,7	130,4	140,4	1,5	0,8	141,6	0,68	0,43	0,44	0,68	292,78	561,40	600,01	1002,68	1159,53	979,26	763,48	1548,07
L.t. 7-8	I-1	38,8	0,7	0,1	57,6	62,6	1,1	0,1	85,2	0,91	0,85	0,50	0,82	0,00	561,40	243,24	508,35	923,31	960,90	509,59	936,63
	I-2	67,8	0,5	0,1	57,3	93,7	0,8	0,1	84,7	0,84	0,89	0,50	0,83	446,56	689,99	600,01	1003,68	1668,11	2103,28	992,50	1953,37
	I-5	57,7	0,3	0,1	55,4	84,3	0,4	0,1	82,2	0,83	0,80	0,50	0,85	600,01	1003,68	600,01	1003,68	2096,77	2023,64	1264,78	2141,39
	I-8	54,1	0,1	0,1	13,7	80,4	0,1	0,1	24,0	0,85	0,50	0,50	0,66	600,01	1003,68	292,78	651,83	2301,51	1581,26	1359,72	2085,18
	E-2	67,6	2,0	1,0	67,4	93,5	2,2	1,0	93,3	0,84	0,39	0,36	0,86	292,78	561,40	600,01	1002,68	1448,30	881,90	613,51	1972,10
L.t. 9	I-1	6,5	0,2	0,1	18,1	19,9	0,5	0,1	47,4	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	561,40	243,24	508,35	783,98	873,55	783,98	873,55
	I-2	17,8	0,1	0,1	17,9	41,0	0,3	0,1	47,0	1,00	1,00	1,00	1,00	446,56	689,99	600,01	1003,68	1526,92	1820,14	1526,92	1820,14
	I-5	17,4	0,1	0,1	14,9	44,1	0,2	0,1	41,9	1,00	1,00	1,00	1,00	600,01	1003,68	600,01	1003,68	1945,81	1945,81	1945,81	1945,81
	I-8	14,6	0,1	0,1	12,4	40,4	0,1	0,1	38,3	1,00	1,00	1,00	1,00	600,01	1003,68	292,78	651,83	2091,88	2432,71	2091,88	2432,71
	E-2	17,4	3,5	1,8	14,8	40,4	4,3	2,3	36,9	1,00	1,00	1,00	1,00	292,78	561,40	600,01	1002,68	1321,40	1757,64	1321,40	1757,64

Keterangan Tabel 6.9 :

Satuan dalam kN.m

(3) s/d (10) Dari hasil analisa struktur (SAP90)

(11) s/d (14)  $\alpha k_a = \frac{M_{e.k.a} \cdot l_t(i)}{[M_{e.k.a} \cdot l_t(i) + M_{e.k.b} \cdot l_t(i+1)]}$

(15),(16) M.kapb pada sumbu X

(17),(18) M.kapb pada sumbu Y

(19),(21)  $Mu.k.a-x = 0,7 \cdot \omega \cdot (h/h_n) \cdot \alpha k_a \cdot [(M_{k.a-p-x} \cdot ki \cdot l_{ki}/l_{nki}) + (M_{k.a-p-x} \cdot ka \cdot l_{ka}/l_{nka})] + 0,3 [(M_{k.a-p-y} \cdot ki \cdot l_{ki}/l_{nki}) + (M_{k.a-p-y} \cdot ka \cdot l_{ka}/l_{nka})]$

(20),(22)  $Mu.k.a-y = 0,7 \cdot \omega \cdot (h/h_n) \cdot \alpha k_a \cdot [0,3 [(M_{k.a-p-x} \cdot ki \cdot l_{ki}/l_{nki}) + (M_{k.a-p-x} \cdot ka \cdot l_{ka}/l_{nka})] + [(M_{k.a-p-y} \cdot ki \cdot l_{ki}/l_{nki}) + (M_{k.a-p-y} \cdot ka \cdot l_{ka}/l_{nka})]]$

di mana :

$\omega = 1,3$  (faktor pembesaran dinamis pada struktur secara keseluruhan)

$\omega = 1,0$  (pada struktur yang diperbolehkan terjadi sendi plastis)

**TABEL 6.10 : ANALISA MOMEN PADA UJUNG BAWAH KOLOM**

LANTAI	KOLOM	UJUNG BAWAH				UJUNG ATAS				SAAT		SAAT		SUMBU - X		SUMBU - Y		MOMEN KOLOM UJ. BAWAH			
		$\alpha = 0$		$\alpha = 90$		$\alpha = 0$		$\alpha = 90$		$\alpha = 0$		$\alpha = 90$						$\alpha = 0$		$\alpha = 90$	
		ME x	ME y	ME x	ME y	ME x	ME y	ME x	ME y	$\alpha$ .ka-X	$\alpha$ .ka-Y	$\alpha$ .ka-X	$\alpha$ .ka-Y	M.kap (+)	M.kap (-)	M.kap (+)	M.kap (-)	Mu.k-x	Mu.k-y	Mu.k-x	Mu.k-y
1		3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
Lt. 1	I-1	279,8	3,9	0,3	286,2	50,4	0,5	0,1	43,4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	561,40	243,24	508,35	279,89	89,76	84,24	287,37
	I-2	292,9	2,9	0,3	285,1	22,2	0,4	0,1	43,3	0,00	0,00	0,00	0,00	446,56	689,99	600,01	1003,68	292,99	88,43	88,17	285,97
	I-5	285,6	1,6	0,3	283,5	37,6	0,2	0,1	43,1	0,00	0,00	0,00	0,00	600,01	1003,68	600,01	1003,68	285,69	86,65	85,98	283,98
	I-8	284,1	0,3	0,3	273,7	40,9	0,1	0,1	60,0	0,00	0,00	0,00	0,00	600,01	1003,68	292,78	651,83	284,19	82,41	85,53	273,79
	E-2	294,2	2,8	2,4	294,1	22,4	0,8	0,5	24,2	0,00	0,00	0,00	0,00	292,78	561,40	600,01	1002,68	294,92	91,03	90,66	294,94
Lt. 2-3	I-1	161,4	2,4	0,2	180,9	47,3	0,9	0,1	62,1	0,88	0,75	0,29	0,88	0,00	561,40	243,24	508,35	894,97	851,71	291,19	1001,62
	I-2	205,8	1,8	0,2	180,2	92,4	0,6	0,1	61,8	0,81	0,67	0,67	0,74	446,56	689,99	600,01	1003,68	1614,04	1577,46	1323,33	1759,75
	I-5	181,4	1,0	0,2	178,9	67,7	0,3	0,1	61,0	0,66	0,63	0,67	0,74	600,01	1003,68	600,01	1003,68	1675,90	1580,97	1686,37	1880,09
	I-8	176,2	0,1	0,2	129,1	62,3	0,1	0,1	26,8	0,72	0,25	0,67	0,68	600,01	1003,68	292,78	651,83	1964,60	790,63	1812,96	2147,72
	E-2	206,5	1,5	1,3	210,1	92,6	0,8	0,5	91,9	0,77	0,94	0,93	0,89	292,78	561,40	600,01	1002,68	1319,68	2142,12	1595,12	2026,44
Lt. 4-6	I-1	83,7	1,4	0,1	105,5	90,6	1,6	0,1	114,6	0,47	0,64	0,17	0,53	0,00	561,40	243,24	508,35	483,86	722,66	169,86	606,92
	I-2	128,2	1,1	0,1	105,0	140,2	1,2	0,2	114,1	0,59	0,41	0,50	0,48	446,56	689,99	600,01	1003,68	1163,06	964,00	992,50	1131,37
	I-5	106,7	0,6	0,1	103,5	116,8	0,6	0,1	112,3	0,43	0,33	0,33	0,48	600,01	1003,68	600,01	1003,68	1093,17	843,18	843,18	1203,17
	I-8	101,4	0,1	0,1	26,1	110,9	0,1	0,1	24,4	0,46	0,14	0,50	0,19	600,01	1003,68	292,78	651,83	1263,76	451,79	1359,72	596,40
	E-2	128,4	1,2	0,7	130,4	140,4	1,5	0,8	141,6	0,54	0,92	0,88	0,84	292,78	561,40	600,01	1002,68	921,72	2109,17	1503,09	1924,77
Lt. 7-8	I-1	38,8	0,7	0,1	57,6	62,6	1,1	0,1	85,2	0,22	0,32	0,11	0,29	0,00	561,40	243,24	508,35	220,67	361,33	113,24	328,37
	I-2	67,8	0,5	0,1	57,3	93,7	0,8	0,1	84,7	0,52	0,31	0,50	0,40	446,56	689,99	600,01	1003,68	1032,08	739,43	992,50	951,46
	I-5	57,7	0,3	0,1	55,4	84,3	0,4	0,1	82,2	0,38	0,27	0,50	0,40	600,01	1003,68	600,01	1003,68	964,04	689,88	1264,78	1000,27
	I-8	54,1	0,1	0,1	13,7	80,4	0,1	0,1	24,0	0,39	0,20	0,50	0,14	600,01	1003,68	292,78	651,83	1063,02	632,51	1359,72	451,79
	E-2	67,6	2,0	1,0	67,4	93,5	2,2	1,0	93,3	0,46	0,95	0,91	0,74	292,78	561,40	600,01	1002,68	784,63	2176,12	1561,66	1684,95
Lt. 9	I-1	6,5	0,2	0,1	18,1	19,9	0,5	0,1	47,4	0,07	0,08	0,09	0,16	0,00	561,40	243,24	508,35	50,96	72,80	71,27	141,93
	I-2	17,8	0,1	0,1	17,9	41,0	0,3	0,1	47,0	0,47	0,17	0,50	0,27	446,56	689,99	600,01	1003,68	720,93	303,36	763,46	498,94
	I-5	17,4	0,1	0,1	14,9	44,1	0,2	0,1	41,9	0,30	0,25	0,50	0,24	600,01	1003,68	600,01	1003,68	579,74	486,45	972,91	468,38
	I-8	14,6	0,1	0,1	12,4	40,4	0,1	0,1	38,3	0,25	0,33	0,50	0,23	600,01	1003,68	292,78	651,83	520,30	810,90	1045,94	555,54
	E-2	17,4	3,5	1,8	14,8	40,4	4,3	2,3	36,9	0,30	0,97	0,95	0,28	292,78	561,40	600,01	1002,68	397,79	1708,82	1251,85	489,89

Keterangan Tabel. 6. 10 :

(3) s/d (10) Dari hasil analisa struktur (SAP90)

Satuan dalam kN.m

(11) s/d (14)  $\alpha k b = \frac{M_e.k a l t.(i)}{[M_e.k a l t.(i) + M_e.k b l t.(i+1)]}$

(15),(16) M.kapb pada sumbu X

(17),(18) M.kapb pada sumbu Y

(19),(21)  $Mu.k b-x = 0,7.\omega.(h/h_n).\alpha k b.[[(M.k a p-x k i .l k i /l n k i)+(M.k a p-x k a .l k a /l n k a)] + 0,3 [(M.k a p-y k i .l k i /l n k i)+(M.k a p-y k a .l k a /l n k a)]]$

(20),(22)  $Mu.k b-y = 0,7.\omega.(h/h_n).\alpha k b.[ 0,3.[(M.k a p-x k i .l k i /l n k i)+(M.k a p-x k a .l k a /l n k a)] + [(M.k a p-y k i .l k i /l n k i)+(M.k a p-y k a .l k a /l n k a)]]$

di mana :

$\omega = 1,3$  (faktor pembesaran dinamis pada struktur secara keseluruhan)

$\omega = 1,0$  (pada struktur yang diperbolehkan terjadi sendi plastis)

UNTUK KOLOM BAWAH

$Mu.k b-x (\alpha = 0) = M E.k-x (\alpha = 0) + 0,3.M E.k-x (\alpha = 90)$

$Mu.k b-x (\alpha = 90) = M E.k-x (\alpha = 90) + 0,3.M E.k-x (\alpha = 0)$  , dan sebaliknya untuk arah y

**TABEL 6.11 : ANALISA MOMEN MAKSIMUM KOLOM**

LANTAI	KOLOM	UJUNG ATAS												UJUNG BAWAH											
		Mdx	Mdy	MLx	MLy	MOMEN MAKSIMUM								Mdx	Mdy	MLx	MLy	MOMEN MAKSIMUM							
						$\alpha = 0$				$\alpha = 90$								$\alpha = 0$				$\alpha = 90$			
						Me <sub>x</sub>	Me <sub>y</sub>	Me <sub>x</sub>	Me <sub>y</sub>	Mu <sub>kx</sub>	Mu <sub>ky</sub>	Mu <sub>kx</sub>	Mu <sub>ky</sub>					Me <sub>x</sub>	Me <sub>y</sub>	Me <sub>x</sub>	Me <sub>y</sub>	Mu <sub>kx</sub>	Mu <sub>ky</sub>	Mu <sub>kx</sub>	Mu <sub>ky</sub>
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
Lt. 1	I-1	21,0	0,9	6,1	0,4	50,4	0,5	0,1	43,4	238,7	58,0	90,8	184,2	9,3	0,1	2,7	0,1	279,8	39,0	0,3	286,2	1187,4	524,6	365,7	1251,4
	I-2	60,6	0,9	21,8	0,4	22,2	0,4	0,1	43,3	174,2	57,5	109,2	183,6	26,9	0,1	9,7	0,1	292,9	2,9	0,3	285,1	1266,4	371,6	406,2	1201,3
	I-5	24,4	0,7	0,9	0,4	37,6	0,2	0,1	43,1	184,4	56,2	74,1	182,3	10,9	0,1	0,4	0,2	285,6	1,6	0,3	283,5	1211,7	364,2	372,9	1193,0
	I-8	0,1	48,9	0,1	6,4	40,9	0,1	0,1	60,0	172,1	132,4	52,1	308,5	0,1	22,0	0,1	3,1	284,1	0,3	0,3	273,7	1193,8	371,7	359,4	1175,5
	E-2	31,9	85,8	8,6	28,9	22,4	0,8	0,5	24,2	135,0	146,7	70,6	215,5	14,2	37,8	3,8	12,5	294,2	2,8	2,4	294,1	1256,6	431,9	398,7	1288,3
Lt. 2-3	I-1	30,3	0,7	9,2	0,2	47,3	0,9	0,1	62,1	237,8	82,9	99,1	262,8	30,3	1,2	8,9	0,6	161,4	2,4	0,2	180,9	717,0	239,7	243,0	764,5
	I-2	78,8	0,7	28,1	0,2	92,4	0,6	0,1	61,8	493,1	81,3	221,7	261,2	83,7	1,2	3,0	0,6	205,8	1,8	0,2	180,2	954,9	236,3	350,4	760,8
	I-5	29,9	0,8	1,3	0,3	67,7	0,3	0,1	61,0	316,9	79,2	118,1	257,7	32,9	1,3	1,3	0,6	181,4	1,0	0,2	178,9	797,7	231,5	265,0	754,5
	I-8	0,1	29,4	0,1	17,0	62,3	0,1	0,1	26,8	262,0	78,4	79,1	156,9	0,1	28,4	0,1	0,1	176,2	0,1	0,2	129,1	740,5	193,0	223,0	572,2
	E-2	42,8	108,9	11,7	36,3	92,6	0,8	0,5	91,9	443,7	262,1	172,9	529,9	44,7	115,0	12,1	38,3	206,5	1,5	1,3	210,1	925,4	421,9	322,1	1035,2
Lt. 4-6	I-1	38,8	0,8	12,2	0,4	90,6	1,6	0,1	114,6	431,0	152,3	164,9	484,5	32,9	1,1	10,3	0,5	83,7	1,4	0,1	105,5	394,3	140,4	148,5	446,4
	I-2	85,7	0,8	30,4	0,4	140,2	1,2	0,2	114,1	703,0	150,0	291,4	481,9	74,6	1,1	26,5	0,5	128,2	1,1	0,1	105,0	637,8	138,5	261,2	443,9
	I-5	28,8	0,6	1,1	0,3	116,8	0,6	0,1	112,3	521,8	144,9	178,7	473,3	25,6	1,0	1,0	0,4	106,7	0,6	0,1	103,5	475,9	134,3	162,5	436,8
	I-8	0,1	45,2	0,1	21,2	110,9	0,1	0,1	24,4	466,1	95,3	140,3	166,8	0,1	36,8	0,1	17,7	101,4	0,1	0,1	26,1	426,2	85,9	128,4	162,3
	E-2	48,2	113,4	13,4	37,2	140,4	1,5	0,8	141,6	651,9	333,1	241,4	745,0	41,8	98,8	11,6	32,5	128,4	1,2	0,7	130,4	593,2	298,7	217,7	678,5
Lt. 7-8	I-1	45,9	0,9	14,8	0,4	62,6	1,1	0,1	85,2	322,9	113,2	139,1	360,5	39,8	0,9	12,8	0,4	38,8	0,7	0,1	57,6	215,0	76,8	101,2	244,1
	I-2	90,1	0,9	31,4	0,4	93,7	0,8	0,1	84,7	513,0	111,3	237,8	358,0	79,1	0,9	27,7	0,4	67,8	0,5	0,1	57,3	389,8	75,6	190,7	242,6
	I-5	27,2	0,7	1,1	0,3	84,3	0,4	0,1	82,2	383,6	106,2	136,1	346,7	24,2	0,7	1,0	0,3	57,7	0,3	0,1	55,4	268,7	72,0	99,3	234,0
	I-8	0,1	42,4	0,1	19,7	80,4	0,1	0,1	24,0	338,0	90,7	101,9	161,0	0,1	38,0	0,1	17,7	54,1	0,1	0,1	13,7	227,5	71,5	68,8	111,5
	E-2	51,6	116,1	14,5	37,3	93,5	2,2	1,0	93,3	459,6	278,1	187,6	545,9	45,5	102,1	12,8	33,0	67,6	2,0	1,0	67,4	343,0	226,5	147,2	418,8
Lt. 9	I-1	69,5	1,0	22,5	0,4	19,9	0,5	0,1	47,4	174,4	63,2	116,2	201,1	56,3	0,4	18,0	0,2	6,5	0,2	0,1	18,1	100,7	24,2	81,9	76,8
	I-2	123,9	1,0	35,0	0,4	41,0	0,3	0,1	47,0	330,0	61,8	209,7	199,1	105,7	0,3	34,3	0,2	17,8	0,1	0,1	17,9	212,9	23,4	160,8	75,8
	I-5	32,3	1,0	5,6	0,5	44,1	0,2	0,1	41,9	223,7	55,1	94,3	177,7	30,1	0,1	2,5	0,1	17,4	0,1	0,1	14,9	106,8	19,4	55,9	62,9
	I-8	0,1	5,8	0,1	2,7	40,4	0,1	0,1	38,3	170,0	56,9	51,5	169,2	0,1	36,5	0,1	17,0	14,6	0,1	0,1	12,4	61,6	67,8	19,0	103,9
	E-2	69,0	152,4	17,7	40,1	40,4	4,3	2,3	36,9	259,0	256,2	147,0	352,0	60,7	134,0	16,4	40,5	17,4	3,5	1,8	14,8	152,0	205,9	106,1	239,2

Keterangan Tabel 6.11 :

(3) s/d (10) Dari hasil analisa struktur (SAP'90)

(7),(8) Saat gempa memukul dengan  $\alpha = 0$

(9),(10) Saat gempa memukul dengan  $\alpha = 90$

(11),(23)  $Mu_{kx} = 1,05 \cdot [Mdx + 0,75 \cdot MLx + 4 (Me_{x0} + 0,3 \cdot Me_{x90})]$

(12),(24)  $Mu_{ky} = 1,05 \cdot [Mdy + 0,75 \cdot MLy + 4 (Me_{y0} + 0,3 \cdot Me_{y90})]$

(13) s/d (20) Dari hasil analisa struktur (SAP'90)

(17),(18) Saat gempa memukul dengan  $\alpha = 0$

(19),(20) Saat gempa memukul dengan  $\alpha = 90$

(13),(25)  $Mu_{kx} = 1,05 \cdot [Mdx + 0,75 \cdot MLx + 4 (0,3 \cdot Me_{x0} + Me_{x90})]$

(14),(26)  $Mu_{ky} = 1,05 \cdot [Mdy + 0,75 \cdot MLy + 4 (0,3 \cdot Me_{y0} + Me_{y90})]$

**TABEL 6.12 : ANALISA MOMEN RENCANA KOLOM**

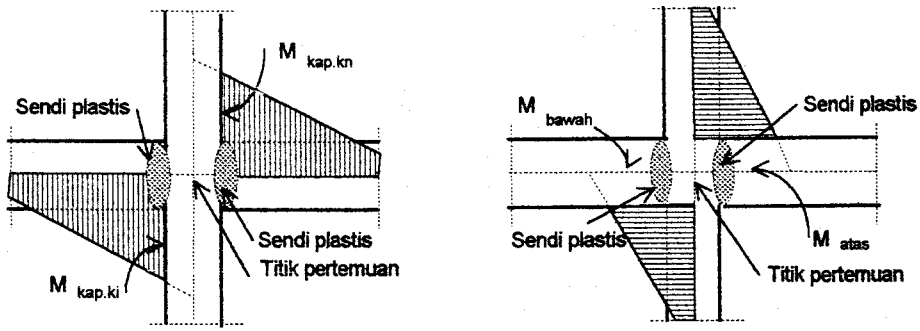
LANTAI	KOLOM	MOMEN RENCANA UJUNG KOLOM ATAS				MOMEN RENCANA UJUNG KOLOM BAWAH			
		$\alpha = 0$		$\alpha = 90$		$\alpha = 0$		$\alpha = 90$	
		Mu.kx	Mu.ky	Mu.kx	Mu.ky	Mu.kx	Mu.ky	Mu.kx	Mu.ky
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Lt. 1	I-1	186,56	58,04	90,78	169,02	279,89	89,76	84,24	287,37
	I-2	148,67	57,50	109,19	183,62	292,99	88,43	88,17	285,97
	I-5	184,37	56,20	74,12	182,32	285,69	86,65	85,98	283,98
	I-8	172,09	132,41	52,14	308,51	284,19	82,41	85,53	273,79
	E-2	129,31	146,70	70,59	181,54	294,92	91,03	90,66	294,94
Lt. 2-3	I-1	237,85	82,92	99,08	262,85	716,96	239,75	243,03	764,54
	I-2	493,07	81,28	221,71	261,21	954,86	236,34	350,40	760,84
	I-5	316,88	79,20	118,14	257,65	797,70	231,45	264,97	754,48
	I-8	261,97	78,45	79,10	156,94	740,48	192,98	223,04	572,24
	E-2	443,70	262,09	172,93	529,92	925,40	421,94	322,11	1035,22
Lt. 4-6	I-1	430,99	152,27	164,92	484,49	394,32	140,36	148,54	446,41
	I-2	703,02	149,96	291,42	481,89	637,76	138,47	261,15	443,93
	I-5	521,79	144,88	178,69	473,28	475,93	134,30	162,53	436,82
	I-8	466,09	95,32	140,34	166,76	426,19	85,88	128,37	162,32
	E-2	651,85	333,08	241,43	744,98	593,19	298,68	217,75	678,53
Lt. 7-8	I-1	322,90	113,23	139,15	360,49	214,96	76,78	101,18	244,06
	I-2	513,00	111,34	237,81	358,01	389,75	75,56	190,72	242,55
	I-5	383,61	106,22	136,06	346,72	268,66	72,04	99,32	234,03
	I-8	337,99	90,69	101,91	160,96	227,53	71,52	68,77	111,50
	E-2	459,56	278,08	187,61	545,91	343,04	226,52	147,23	418,79
Lt. 9	I-1	174,40	63,19	116,19	201,08	50,96	24,22	71,27	76,85
	I-2	329,98	61,85	209,74	199,14	212,88	23,45	160,84	75,78
	I-5	223,67	55,08	94,31	177,68	106,78	19,38	55,92	62,89
	I-8	169,99	56,89	51,51	169,20	61,63	67,76	19,00	103,92
	E-2	258,97	256,15	146,95	352,00	152,00	205,94	106,13	239,16

Keterangan Tabel 6.11 :

- (3),(4) Saat gempa memukul dengan  $\alpha = 0$   
Mu.ka rencana di ambil tidak perlu lebih dari Mu.ka maks [ lihat Tabel 6.9 dan Tabel 6.11 ]
- (5),(6) Saat gempa memukul dengan  $\alpha = 90$   
Mu.ka rencana di ambil tidak perlu lebih dari Mu.ka maks [ lihat Tabel 6.9 dan Tabel 6.11 ]
- (7),(8) Saat gempa memukul dengan  $\alpha = 0$   
Mu.kb rencana di ambil tidak perlu lebih dari Mu.kb maks [ lihat Tabel 6.10 dan Tabel 6.11 ]
- (9),(10) Saat gempa memukul dengan  $\alpha = 90$   
Mu.kb rencana di ambil tidak perlu lebih dari Mu.kb maks [ lihat Tabel 6.10 dan Tabel 6.11 ]

**GAYA AKSIAL KOLOM**

Konsep dasar dari perencanaan gaya aksial kolom adalah bahwa gaya aksial tersebut ditentukan dari kondisi momen kapasitas balok dan akibat gaya grafitasinya sendiri. Mengingat bahwa momen kapasitas balok tidak terjadi secara menyeluruh dan tidak terjadi saat bersamaan maka perlu diberikan suatu faktor koreksi (  $R_v$  ) pada perencanaan gaya aksial kolom.



Gambar 6.3 : PERTEMUAN BALOK KOLOM DENGAN SENDI PLASTIS  
PADA UJUNG BALOK DI SEBEKAH KIRI DAN KANAN

Besarnya gaya aksial kolom rencana tersebut dihitung sebagai berikut :

$$N_{u.k} = 0,7 \cdot R_v \sum \frac{M_{kap.b}}{L_b} + 1,05 N_{g.k} \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.14.4 - 2.3}$$

tetapi dalam segala hal :

$$N_{u.k} \leq 1,05 \left( N_{g.k} + \frac{4,0}{K} \cdot N_{E.k} \right) \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.14.4 - 2.3}$$

di mana :

$R_v$  = faktor reduksi gaya aksial nilainya dapat diambil sebagai berikut :

$$R_v = 1 \quad \text{untuk } 1 < n \leq 4$$

$$R_v = 1,1 - 0,025 n \quad \text{untuk } 4 < n \leq 20$$

$$R_v = 0,6 \quad \text{untuk } n > 20$$

*Dalam hal ini n adalah jumlah lantai tingkat diatas kolom yang ditinjau.*

$\Sigma M_{kap.b}$  = momen kapasitas balok pada pusat joint dengan memperhitungkan kombinasi momen positif dan momen negatif.

$L_b$  = bentang balok, diukur dari pusat joint.

$Ng.k$  = gaya aksial akibat beban gravitasi terfaktor pada pusat joint.

$NE.k$  = gaya aksial akibat beban gempa pada pusat joint.

Nilai faktor reduksi ( $R_v$ ) dipakai karena momen kapasitas balok tidak mungkin terjadi secara menyeluruh dan atau pada saat bersamaan.

**Contoh Perhitungan 6.6 :**

Dari hasil analisa struktur (SAP '90) dengan 2 (dua) macam arah gempa memukul pada kolom as. I-2 di hasilkan data sebagai berikut :

$$ND = 429,8 \text{ ton}$$

$$NL = 116,2 \text{ ton.}$$

$$NE (\alpha = 0) = 20,19 \text{ ton}$$

$$NE (\alpha = 90) = 0,02 \text{ ton}$$

**ANALISA GAYA AKSIAL MAKSIMUM**

Saat gempa memukul dengan ( $\alpha = 0^\circ$ )

$$N_{uk \max} = 1,05 \cdot \left( N_{g.k} + \frac{4}{K} N_{E.k} \right) \dots\dots\dots \text{SK.SNI 3.14.4 - 2.3}$$

$$= 1,05 \cdot [ ND.k + NLr.k + 4 ( NE.k (\alpha = 0) + 0,3 \cdot NE.k (\alpha = 90) ) ]$$

$$= 1,05 \cdot ( 429,79 + ( 0,75 \cdot 116,22 ) + 4 ( 20,19 + 0,3 \cdot 0,02 ) )$$

$$= 627,621 \text{ ton} = 6276,21 \text{ kN}$$

Saat gempa memukul dengan ( $\alpha = 90^\circ$ )

$$N_{uk \max} = 1,05 \cdot [ ND.k + NLr.k + 4 ( NE.k (\alpha = 0) + 0,3 \cdot NE.k (\alpha = 90) ) ]$$

$$= 1,05 \cdot ( 429,79 + ( 0,75 \cdot 116,22 ) + 4 ( 20,19 + 0,3 \cdot 0,02 ) )$$

$$= 627,621 \text{ ton} = 6276,21 \text{ kN.m.}$$



**ANALISA GAYA AKSIAL KOLOM RENCANA**

$$N_{uk} = 0,7 \cdot R_v \sum \frac{M_{kap.b}}{L_b} + 1,05 \cdot N_{g.k} \quad \text{SK.SNI 3.14.4 - 2.3}$$

di mana :

$$\begin{aligned} \sum \frac{M_{kap.b}}{L_b} &= \sum \frac{M_{kap.b} \text{ pada pusat joint}}{L_{b \text{ as ke as}}} \\ &= \sum \frac{M_{kap.b} \text{ muka tumpuan}}{L_n} \end{aligned}$$

$$\sum \frac{M_{kap.b_x}}{L_n} = \frac{446,56 + 689,99}{6,2} = 183,315 \text{ kN.}$$

$$\sum \frac{M_{kap.b_y}}{L_n} = \frac{600,01 + 1003,68}{7,2} = 222,735 \text{ kN.}$$

$$\begin{aligned} R_v &= 1,1 - 0,025 \cdot n \\ &= 1,1 - (0,025 \cdot 8) = 0,90 \end{aligned}$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} N_{u.k-x} &= [0,7 \cdot 0,9 \cdot (183,315 + (0,3 \cdot 222,735))] + [1,05 \cdot (4297,9 + \\ &\quad (0,75 \cdot 1162,2))] = 5585,56 \text{ kN.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{u.k-y} &= [0,7 \cdot 0,9 \cdot ((0,3 \cdot 183,315) + 222,735)] + [1,05 \cdot (4297,9 + \\ &\quad (0,75 \cdot 1162,2))] = 5602,94 \text{ kN.} \end{aligned}$$

**TABEL 6.13 : ANALISA GAYA AKSIAL KOLOM**

LANTAI	KOLOM	SUMBU - X				SUMBU - Y				E M.kap.x Ln.b (kN.m)	E M.kap.y Ln.b (kN.m)	Rv	Ngk (kN)	Nu.k		Nu.k (kN)
		KIRI		KANAN		KIRI		KANAN								
		M.kap (+) (kN.m)	M.kap (-) (kN.m)	M.kap (+) (kN.m)	M.kap (-) (kN.m)	M.kap (+) (kN.m)	M.kap (-) (kN.m)	M.kap (+) (kN.m)	M.kap (-) (kN.m)							
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Lt. 1	I-1	0,00	0,00	292,78	561,40	243,24	508,35	243,24	508,35	151,730	104,388	0,90	2821,60	3078,00	3057,12	3078,00
	I-2	292,78	561,40	446,58	689,99	600,01	1003,68	600,01	1003,68	183,315	222,735	0,90	5169,50	5585,56	5602,94	5602,94
	I-5	446,58	689,99	600,01	1003,68	600,01	1003,68	600,01	1003,68	222,735	222,735	0,90	6463,50	6969,09	6969,09	6969,09
	I-8	600,01	1003,68	600,01	1003,68	277,19	651,83	292,78	561,40	222,735	131,196	0,90	5583,00	6027,27	5986,90	6027,27
	E-2	292,78	561,40	232,23	493,34	191,97	370,58	600,01	1003,68	230,735	222,735	0,90	3404,25	3761,92	3758,39	3761,92
Lt. 2-3	I-1	0,00	0,00	292,78	561,40	243,24	508,35	243,24	508,35	151,730	104,388	0,925	2494,58	2737,83	2716,37	2737,83
	I-2	292,78	561,40	446,58	689,99	600,01	1003,68	600,01	1003,68	183,315	222,735	0,925	4531,55	4920,09	4937,96	4937,96
	I-5	446,58	689,99	600,01	1003,68	600,01	1003,68	600,01	1003,68	222,735	222,735	0,925	5689,28	6161,23	6161,23	6161,23
	I-8	600,01	1003,68	600,01	1003,68	292,78	561,40	292,78	561,40	222,735	131,196	0,925	4986,83	5405,88	5364,39	5405,88
	E-2	292,78	561,40	232,23	493,34	191,97	370,58	600,01	1003,68	230,735	222,735	0,925	2966,20	3307,18	3303,55	3307,18
Lt. 4-6	I-1	0,00	0,00	292,78	561,40	243,24	508,35	243,24	508,35	151,730	104,388	0,975	1828,25	2044,59	2021,97	2044,59
	I-2	292,78	561,40	446,58	689,99	600,01	1003,68	600,01	1003,68	183,315	222,735	0,975	3286,00	3621,02	3639,85	3639,85
	I-5	446,58	689,99	600,01	1003,68	600,01	1003,68	600,01	1003,68	222,735	222,735	0,975	4158,50	4564,05	4564,05	4564,05
	I-8	600,01	1003,68	600,01	1003,68	292,78	561,40	292,78	561,40	222,735	131,196	0,975	3680,00	4042,88	3999,15	4042,88
	E-2	292,78	561,40	232,23	493,34	191,97	370,58	600,01	1003,68	230,735	222,735	0,975	2126,75	2436,17	2432,35	2436,17
Lt. 7-8	I-1	0,00	0,00	292,78	561,40	243,24	508,35	243,24	508,35	151,730	104,388	1,00	833,00	1002,78	979,58	1002,78
	I-2	292,78	561,40	446,58	689,99	600,01	1003,68	600,01	1003,68	183,315	222,735	1,00	1490,00	1739,59	1758,91	1758,91
	I-5	446,58	689,99	600,01	1003,68	600,01	1003,68	600,01	1003,68	222,735	222,735	1,00	1909,25	2207,40	2207,40	2207,40
	I-8	600,01	1003,68	600,01	1003,68	292,78	561,40	292,78	561,40	222,735	131,196	1,00	1747,00	2017,82	1972,96	2017,82
	E-2	292,78	561,40	232,23	493,34	191,97	370,58	600,01	1003,68	230,735	222,735	1,00	948,00	1203,69	1199,77	1203,69
Lt. 9	I-1	0,00	0,00	203,24	389,72	243,24	508,35	243,24	508,35	151,730	104,388	1,00	178,75	315,82	292,62	315,82
	I-2	203,24	389,72	310,12	479,16	416,59	696,87	416,59	696,87	183,315	222,735	1,00	319,25	510,31	529,62	510,31
	I-5	310,12	479,16	416,59	696,87	416,59	696,87	416,59	696,87	222,735	222,735	1,00	431,25	655,50	655,50	655,50
	I-8	416,54	696,87	416,59	696,87	416,59	696,87	416,59	696,87	222,735	131,196	1,00	472,75	679,85	635,00	679,85
	E-2	203,22	389,68	161,30	342,67	133,28	257,29	416,59	696,87	230,735	222,735	1,00	191,25	409,10	405,18	409,10

Keterangan Tabel 6.13 :

(3) s/d (10) dari Tabel 6.3 dan Tabel 6.4

(11)  $(E M.kap.x) / Ln.b$

(12)  $(E M.kap.y) / Ln.b$

(13)  $R_v$  = faktor reduksi gaya aksial diambil :

$R_v = 1$  untuk  $1 < n < 4$

$R_v = 1,1 - 0,025.n$  untuk  $4 < n < 20$

(14)  $Ng.k = Nd + 0,75.Nl$

(15)  $Nu.k-x = 0,7.R_v.(E M.kap.bx/Ln.b) + 1,05.Ng.k$

(16)  $Nu.k-y = 0,7.R_v.(E M.kap.by/Ln.b) + 1,05.Ng.k$

(17)  $Nu.k$  diambil yang terbesar antara  $Nu.k-x$  antara  $Nu.k-y$

**TABEL 6.14 : ANALISA GAYA AKSIAL MAKSIMUM KOLOM**

LANTAI	KOLOM	ND (ton)	NL (ton)	NE		Nu.k maksimum	
				$\alpha = 0$ (ton)	$\alpha = 90$ (ton)	$\alpha = 0$ (kN)	$\alpha = 90$ (kN)
1	2	3	4	5	6	7	8
Ll. 1	I-1	244,7	50,0	40,09	0,04	4646,96	3469,49
	I-2	429,8	116,2	20,19	0,02	6276,21	5683,21
	I-5	538,2	144,2	4,50	0,01	6975,80	6843,80
	I-8	470,4	117,2	0,00	1,70	5883,57	5933,55
	E-2	290,4	66,7	21,89	31,04	4884,95	5153,96
Ll. 2-3	I-1	216,1	44,5	35,35	0,03	4104,38	3065,97
	I-2	376,8	101,8	17,55	0,02	5495,48	4980,10
	I-5	473,8	126,9	4,08	0,01	6145,22	6025,57
	I-8	420,3	104,5	0,00	0,02	5236,42	5237,01
	E-2	253,0	58,1	19,21	26,90	4260,27	4486,36
Ll. 4-6	I-1	158,0	33,1	22,40	0,03	2860,84	2203,16
	I-2	273,4	73,6	10,60	0,01	3895,63	3584,28
	I-5	346,4	92,6	2,70	0,01	4479,95	4400,87
	I-8	310,1	77,2	0,00	0,02	3864,25	3864,84
	E-2	181,4	41,7	11,90	15,90	2933,23	3050,83
Ll. 7-8	I-1	71,9	15,2	6,10	0,01	1130,98	951,93
	I-2	124,7	32,4	2,40	0,00	1665,30	1594,74
	I-5	159,8	41,5	0,90	0,00	2042,51	2016,05
	I-8	147,7	36,0	0,01	0,00	1834,77	1834,48
	E-2	81,2	18,2	3,30	3,03	1172,18	1164,24
Ll. 9	I-1	15,7	2,9	0,80	0,00	221,29	197,77
	I-2	28,1	5,1	0,30	0,00	347,81	338,99
	I-5	37,5	7,5	0,20	0,00	461,21	455,33
	I-8	40,9	8,5	0,00	0,00	496,39	496,39
	E-2	17,1	2,7	0,40	0,41	222,78	223,07

Keterangan tabel 6.14 :

(3),(4),(5),(6) Dari hasil analisa struktur (SAP90)

(5) Saat gempa memukul dengan ( $\alpha = 0$ )

(6) Saat gempa memukul dengan ( $\alpha = 90$ )

GAYA AKSIAL MAKSIMUM KOLOM :

(7)  $Nu.k (\alpha = 0) = 1,05.[ND + 0,75.NL + 4.(NE_{(\alpha=0)} + 0,3.NE_{(\alpha=90)})]$

(8)  $Nu.k (\alpha = 90) = 1,05.[ND + 0,75.NL + 4.(NE_{(\alpha=90)} + 0,3.NE_{(\alpha=0)})]$

**PENULANGAN LENTUR KOLOM**

Penulangan lentur kolom didasarkan pada beban aksial dan momen yang bekerja pada elemen kolom.

**Kelangsingan Kolom :**

Suatu komponen struktur yang menerima momen lentur dan aksial tekan secara serentak harus diperhitungkan dengan mempertimbangkan pengaruh tekuk yang terjadi akibat kelangsingan komponen struktur tersebut. Dengan adanya faktor tekuk akibat pengaruh kelangsingan ini, pada komponen struktur tekan dan lentur akan terjadi momen tambahan, sehingga untuk suatu komponen struktur tekan dan lentur langsing, momen-momen pada ujung kolom harus diperbesar dengan suatu faktor pembesaran yang akan diuraikan pada pasal-pasal di bawah ini.

*Panjang tekuk kolom* adalah panjang bersih kolom antara pelat lantai atau balok di ujung-ujungnya yang dikalikan dengan suatu faktor tekuk ( $k$ ) yang besarnya :

*Rumus :*

$$k = \frac{L_u}{r}$$

di mana :

$k$  = faktor panjang efektif

$r$  = radius girasi, pada komponen struktur tekan persegi boleh diambil sama dengan 0,3 kali dimensi total dalam arah stabilitas yang ditinjau dan

sama dengan 0,25 kali diameter untuk komponen struktur tekan bulat.

..... SK SNI. 3.3.11 - 2.1

$L_u$  = tinggi bersih dari komponen struktur tertekan.

Berdasarkan SK SNI. T-15-1991-03 Pasal 3.3.11 - 2 (1-2), komponen struktur tekan dibedakan menjadi dua :

a Struktur dengan pengaku ( BRACED FRAME ) :

Faktor panjang efektif (  $k$  ) harus diambil sama dengan 1, kecuali bila analisis menunjukkan bahwa suatu nilai yang lebih kecil boleh digunakan

b Struktur tanpa pengaku ( UNBRACED FRAME ) :

Faktor panjang efektif (  $k$  ) harus ditentukan dengan mempertimbangkan pengaruh dari keretakan dan tulangan terhadap kekakuan relatif. Faktor tekuk (  $\psi$  ) merupakan fungsi dari tingkat penjepitan ujung atas (  $\psi_a$  ) dan tingkat penjepitan ujung bawah (  $\psi_b$  ) dimana tingkat penjepitan ujung kolom tersebut dihitung dengan persamaan :

$$\psi = \frac{\sum EI / L_u \text{ kolom}}{\sum EI / L_u \text{ balok}}$$

di mana :

$\psi$  = tingkat penjepitan ujung kolom

$\frac{\sum EI_{\text{Kolom}}}{\sum EI_{\text{Balok}}}$  = faktor kekakuan kolom atau balok yang ditinjau

Nilai dari faktor tekuk ( $k$ ) dapat diperoleh dari program atau grafik alignment dari *Structural stability Research Council Guide* dengan memasukkan nilai-nilai  $\psi_a$  dan  $\psi_b$ , kemudian menarik garis lurus yang melewati titik-titik  $\psi_a$  dan  $\psi_b$  tersebut hingga didapat nilai  $k$

### Pembatasan Penulangan Kolom

SKSNI 3.3.9-1 menyebutkan bahwa rasio penulangan kolom disyaratkan untuk tidak kurang dari 1% tetapi tidak lebih dari 8% dari luas bruto penampang kolom.

$$0,01 \leq \rho \leq 0,08$$

Pembatasan rasio tulangan minimum ini ditujukan untuk mencegah terjadinya retak akibat rangkai (*creep*) yang terjadi pada beton, sedangkan pembatasan rasio tulangan maksimum didasarkan atas pertimbangan kesulitan pemasangan di lapangan.

Jumlah minimum batang tulangan memanjang kolom adalah 4 buah untuk kolom dengan sengkang pengikat segiempat dan 6 buah untuk kolom dengan pengikat spiral.

### Kolom Pendek

Suatu unsur tekan pendek bila dibebani gaya aksial lebih besar dari kapasitasnya akan mengalami keruntuhan bahan (runtuhnya beton) sebelum

mencapai ragam keruntuhan tekuknya. Oleh sebab itu untuk perencanaan struktur tekan pendek, bahaya akibat tekuk tidak perlu diperhitungkan.

Suatu komponen struktur tekan dikatakan pendek bila perbandingan kelangsingan yaitu : perbandingan panjang tekuk kolom ( $k.L_n$ ) terhadap radius girasi ( $r$ )

a Untuk kolom dengan pengaku samping :

$$\frac{k \cdot L_n}{r} < 34 - 12 \cdot \frac{M_{1b}}{M_{2b}}$$

b Untuk kolom tanpa pengaku samping :

$$\frac{k \cdot L_n}{r} < 22$$

di mana :

- $M_1 > M_2$
- nilai  $\left[ \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \right] = 1 \Rightarrow$  untuk unbraced frame
- nilai  $r$  dapat diambil sebesar  $\sqrt{I/A}$  dari penampang bruto atau menurut

SK SNI. pasal 3.3.11 - 2.3 :

0,3.h dalam arah momen yang ditinjau untuk kolom persegi

atau

0,25.d untuk kolom bulat ( $d$  = diameter kolom)

### KOLOM PANJANG

Apabila nilai perbandingan kelangsingan untuk kolom pendek di atas tidak terpenuhi, maka suatu komponen struktur tekan boleh dikatakan sebagai kolom panjang.

Kolom dengan perbandingan kelangsingan besar akan menimbulkan lendutan ke samping (menekuk) akibat momen sekunder yang terjadi, sehingga mengurangi kekuatan nominal dari kolom panjang tersebut. Untuk itu dalam perhitungan kolom panjang diperlukan suatu faktor pembesaran momen yang harus diperhitungkan terhadap panjang tekuk kolom. .... SK SNI.3.3.11 - 5

### FAKTOR PEMBESARAN MOMEN KOLOM PANJANG

Didalam peraturan ACI, perhitungan dari pengaruh kelangsingan dapat didekati dengan menggunakan cara pembesaran momen, dimana jumlah dari momen primer dan sekunder dikalikan dengan suatu faktor pembesaran ( $\delta$ ).

SKSNI pasal 3.3.11-5 menyebutkan bahwa apabila suatu kolom adalah kolom panjang, maka momen yang terjadi harus diperbesar dengan suatu faktor pembesaran menjadi :

$$M_c = \delta_b \cdot M_{2b} + \delta_s \cdot M_{2s} \quad \dots \quad \text{SKSNI 3.3.11-5.1}$$

di mana :

$M_c$  = momen rencana kolom setelah diperbesar.



$M_{2b}$  = momen berfaktor terbesar pada ujung kolom akibat beban gravitasi.

$M_{2s}$  = momen berfaktor terbesar pada ujung kolom akibat beban yang menimbulkan goyangan ke samping seperti beban gempa

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - (P_u : (\phi \cdot P_c))} \geq 1 \quad \text{SK SNI. 3.3.11-5.1}$$

$$\delta_s = \frac{C_m}{1 - (\sum P_u : (\phi \cdot \sum P_c))} \geq 1 \quad \text{SK SNI. 3.3.11-5.1}$$

$$C_m = 0,6 + (0,4 \cdot M_{1b} : M_{2b}) > 0,4 \quad \text{SK SNI. 3.3.11-5.3}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(k \cdot L_n)^2} \quad \text{SK SNI. 3.3.11-5.1}$$

$$EI = \frac{0,2 \cdot E_c \cdot I_g + E_s \cdot I_s}{1 + \beta \cdot d} \quad \text{SK SNI. 3.3.11-5.2}$$

$$= 0,3 \cdot E_c \cdot I_g \text{ (rumus pendekatan).}$$

$\phi$  = faktor reduksi kekuatan = 0,65 , untuk komponen kolom dengan tulangan spiral maupun sengkang ikat.

Dalam perencanaan gedung ini , kolom dirancang sebagai unbraced frame

(tanpa penahan goyangan ke samping).

**LANGKAH - LANGKAH PERHITUNGAN :**

Langkah-langkah untuk menghitung penulangan lentur kolom yang digunakan pada tugas akhir ini dapat diuraikan sebagai berikut :

1. Jenis kolom adalah kolom *unbraced* karena tidak terdapat dinding geser , sehingga nantinya perlu dicari faktor tekuk (  $k$  ).
2. Tetapkan apakah kolom termasuk kolom pendek atau kolom panjang. Seperti telah dijelaskan di atas, bila termasuk kolom pendek maka tidak perlu dilakukan pembesaran momem, dan sebaliknya. Peninjauan kolom pendek atau kolom panjang dilakukan pada kedua arah sumbu global. Hal ini dilakukan sebagai langkah keamanan.
3. Momen yang telah diperoleh dari langkah 2, kemudian dihitung momen ekivalensinya. Dimana momen dua arah (*biaxial*) dijadikan satu arah.

Rumus yang digunakan ialah :

$$M_{oe} = M_{ux} + M_{uy} \cdot \frac{b}{h} \cdot \frac{1 - \beta}{\beta} \text{ untuk } M_{ux} > M_{uy} \text{..(Salmon, pers. 13.21.17)}$$

$$M_{oe} = M_{uy} + M_{ux} \cdot \frac{h}{b} \cdot \frac{1 - \beta}{\beta} \text{ untuk } M_{uy} > M_{ux} \text{..(Salmon, pers. 13.21.18)}$$

Harga  $\beta$  berkisar antara 0,55 sampai dengan 0,65. Untuk disain lebih akurat biasa digunakan 0,65.

Dapatkan harga  $\rho_{\text{perlu}}$  dari diagram interaksi  $M - N$  berdasarkan mutu beton dan baja tulangan yang sesuai, sumbu ordinat ( $y$ ) menyatakan  $P_u$  , dan sumbu absis ( $x$ ) menyatakan  $M_u = M_c$

dengan rumus :

$$K_y = \frac{P_u}{\phi \cdot A_g \cdot 0,81 \cdot f_c'} \quad \dots\dots\dots \text{untuk sumbu ordinat ( y )}$$

$$K_x = \frac{P_u \cdot e}{\phi \cdot A_g \cdot 0,81 \cdot f_c' \cdot h} \quad \dots\dots\dots \text{untuk sumbu absis ( x )}$$

Nilai  $P_n$  diperoleh dari hasil perhitungan SAP 90, sedangkan  $M_n$  diperoleh dari rumus di atas. Besarnya  $\rho_{\text{perlu}}$  diperoleh dengan menarik garis sejajar sumbu x sebesar  $K_x$  yang dipotongkan dengan garis sejajar sumbu y sebesar  $K_y$ . As perlu diperoleh dengan mengalikan  $\rho_{\text{perlu}}$  dengan  $A_g$ . Diagram interaksi kolom dapat dilihat pada lampiran akhir bab ini.

### **KONTROL DENGAN BRESLER RESIPROKAL**

*Bresler Reciprocal Method* merupakan salah satu teori dalam pengecekan kolom yang mengalami momen dari dua arah (*biaksial bending*). Sebagai alat bantu digunakan diagram interaksi yang sama dengan yang digunakan untuk merencanakan tulangan lentur kolom di atas.

Prosedur perhitungannya adalah sebagai berikut :

1. Hitung harga  $e/h$  untuk masing-masing arah momen. Momen yang digunakan ialah momen yang dihasilkan dari langkah 2 perencanaan tulangan lentur kolom.

**Contoh Perhitungan 6.7 :**

Disain penulangan lentur kolom bujur angkar pada as. I-2 lantai dasar tanpa pengaku samping dengan data perencanaan sebagai berikut :

- Ukuran kolom  $= 800 \times 800 \text{ mm}^2$
- Ukuran balok  $= 300 \times 600 \text{ mm}^2$
- Mutu beton  $= f_c' \cdot 30 \text{ MPa.}$
- Mutu baja tulangan  $= \text{U.32} \quad (f_y = 320 \text{ MPa})$
- Decking (dc)  $= 50 \text{ mm.}$
- (d')  $= 50 + 12 + (0,5 \phi \text{ tulangan utama kolom})$
- EI balok (EI.b)  $= 0,5 \cdot 4700 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot \left( \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \right)$   
 $= 0,5 \cdot 4700 \cdot \sqrt{30} \cdot \left( \frac{1}{12} \cdot 800 \cdot 800^3 \right)$   
 $= 6,951 \cdot 10^{13} \text{ mm}^2$
- EI kolom (EI.c)  $= \frac{E_c \cdot I_g / 2,5}{1 + \beta_d}$   

di mana :  $\beta_d = \frac{1,2 \cdot D}{1,2 D + 1,6 L}$   
 $= \frac{1,2 \cdot 429,8}{(1,2 \cdot 429,8) + (1,6 \cdot 116,2)} = 0,544$

(EI.c)  $= \frac{4700 \cdot \sqrt{30} \cdot \left( \frac{1}{12} \cdot 800 \cdot 800^3 \right)}{2,5 \cdot (1 + 0,554)}$   
 $= 2,276 \cdot 10^{14} \text{ mm}^2$
- Jari-jari girasi (r)  $= 0,3 \cdot h = 0,3 \cdot 800 = 240$

1. Kontrol Kelangsingan, apakah termasuk kolom pendek atau kolom panjang - di mana kolom direncanakan tanpa pengaku.

Faktor tekuk untuk kolom dalam :

$$\mu = \frac{\sum \frac{EI_c}{I_{n.kolom}}}{\sum \frac{EI_b}{I_{n.balok}}}$$

$$\mu.A = \frac{2 \cdot \left( 2,276 \cdot 10^{14} / 3600 \right)}{2 \cdot \left( 6,9551 \cdot 10^{13} / 8000 \right)} = 4,5$$

Karena pada ujung bawah kolom jepit maka :

$$\mu.B = 1$$

dari nomogram faktor tekuk (k) untuk kolom tanpa pengaku samping, di peroleh :

$$k = 1,75 \quad (\text{untuk kolom dalam})$$

$$\frac{k \cdot I_n}{r} \dots\dots 22 \quad \text{SK SNI. 3.3.11 - 4.2}$$

$$\frac{1,75 \cdot 3000}{240} = 21,8 < 22$$

Jadi pengaruh kelangsingan tidak perlu diperhitungkan karena termasuk kolom pendek.

2. Kontrol terhadap syarat eksentrisitas :

Untuk kolom pendek :  $\frac{M_u.k}{N_u.k} \geq 0,1 \cdot h$

Saat gempa memukul dengan ( $\alpha = 0^\circ$ ).

- Momen rencana :  $Mu.k-x = 292,99 \text{ kN.m}$

$$Mu.k-y = 88,43 \text{ kN.m}$$

- Gaya aksial rencana :  $Nu.k-x = 5585,56 \text{ kN}$

$$Nu.k-y = 5602,94 \text{ kN}$$

-  $Mu.k-x \geq Nu.k-x . h . 0,1$

$$Mu.k-x = 5585,56 \times 0,8 \times 0,1 = 446,84 \text{ kN.m.}$$

-  $Mu.k-y \geq Nu.k-y . h . 0,1$

$$Mu.k-y = 5602,94 \times 0,8 \times 0,1 = 448,24 \text{ kN.m.}$$

Saat gempa memukul dengan ( $\alpha = 90^\circ$ ).

- Momen rencana :  $Mu.k-x = 109,19 \text{ kN.m}$

$$Mu.k-y = 285,97 \text{ kN.m}$$

- Gaya aksial rencana :  $Nu.k-x = 5585,56 \text{ kN}$

$$Nu.k-y = 5602,94 \text{ kN}$$

-  $Mu.k-x \geq Nu.k-x . h . 0,1$

$$Mu.k-x = 5585,56 \times 0,8 \times 0,1 = 446,84 \text{ kN.m.}$$

-  $Mu.k-y \geq Nu.k-y . h . 0,1$

$$Mu.k-y = 5602,94 \times 0,8 \times 0,1 = 448,24 \text{ kN.m.}$$

3. Mencari Luas Tulangan Perlu :

Menentukan Momen Uniaxial Ekvivalen secara pendekatan dengan mengambil

$$\beta = 0,65$$

Apabila :

$$Mu.kx > Mu.ky : Mo.e = Mu.kx + Mu.ky \cdot \left( \frac{b}{h} \right) \cdot \left( \frac{1 - \beta}{\beta} \right)$$

$$Mu.kx < Mu.ky : Mo.e = Mu.ky + Mu.kx \cdot \left( \frac{h}{b} \right) \cdot \left( \frac{1 - \beta}{\beta} \right)$$

Saat gempa memukul dengan ( $\alpha = 0^\circ$ )

$$\begin{aligned} Mu.kx < Mu.ky : Mo.e &= Mu.ky + Mu.kx \cdot \left( \frac{b}{h} \right) \cdot \left( \frac{1 - \beta}{\beta} \right) \\ &= 448,24 + 446,84 \cdot \left( \frac{800}{800} \right) \cdot \left( \frac{1 - 0,65}{0,65} \right) \\ &= 688,85 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K &= \frac{Nu.ky}{Ag} \\ &= \frac{5602,94 \cdot 10^3}{800 \cdot 800 \cdot 6,895} = 1,27 \text{ ksi.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K \cdot \frac{e}{h} &= \frac{Mo.e}{Ag \cdot h} \\ &= \frac{688,85 \cdot 10^6}{800^3 \cdot 6,895} = 0,20 \text{ ksi.} \end{aligned}$$

Dari diagram interaksi M-N non dimensi ACI (318-83) diperoleh nilai

$$\rho = 0,007 \text{ di pakai } \rho_{\min} = 0,01 \text{ (SK SNI. 3.3.9 - 1)}$$

$$A_{s,perlu} = \rho \cdot b \cdot h$$

$$= 0,01 \cdot 800 \cdot 800 = 6400 \text{ mm}^2$$

dipakai tulangan 24 - D19 (  $A_{s,pakai} = 6805 \text{ mm}^2$  )

Saat gempa memukul dengan (  $\alpha = 90^\circ$  )

$$\begin{aligned} M_{u,kx} < M_{u,ky} : \quad M_{o,e} &= M_{u,ky} + M_{u,kx} \cdot \left( \frac{h}{b} \right) \cdot \left( \frac{1 - \beta}{\beta} \right) \\ &= 448,24 + 446,84 \cdot \left( \frac{800}{800} \right) \cdot \left( \frac{1 - 0,65}{0,65} \right) \\ &= 688,85 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K &= \frac{N_{u,ky}}{A_g} \\ &= \frac{5602,94 \cdot 10^3}{800 \cdot 800 \cdot 6,895} = 1,27 \text{ ksi.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K \cdot \frac{e}{h} &= \frac{M_{o,e}}{A_g \cdot h} \\ &= \frac{688,85 \cdot 10^6}{800^3 \cdot 6,895} = 0,20 \text{ ksi.} \end{aligned}$$

Dari diagram interaksi M-N non dimensi ACI (318-83) diperoleh nilai

$$\rho = 0,007 \text{ di pakai } \rho_{\min} = 0,01 \text{ (SK SNI. 3.3.9 - 1 )}$$

$$A_{s,perlu} = \rho \cdot b \cdot h$$

$$= 0,01 \cdot 800 \cdot 800 = 6400 \text{ mm}^2$$

dipakai tulangan 24 - D19 (  $A_{s,pakai} = 6805 \text{ mm}^2$  )

Kontrol Spasi antar tulangan minimum 1,5 . db atau 40 mm

$$\text{Spasi antar tulangan terpasang} = \frac{800 - 2 \cdot (50 + 10) - 19}{(24 / 4)} = 110 \text{ mm}$$



4. Evaluasi tulangan terpasang kolom :

$$\begin{aligned}
 P_o &= 0,8 \cdot \phi \cdot [0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y] \\
 &= 0,8 \cdot 0,65 \cdot [0,85 \cdot 30 \cdot (800^2 - 6805) + (6805 \cdot 320)] \\
 &= 9528517,7 \text{ N.}
 \end{aligned}$$

$$e_y = \frac{M_{u.k-x}}{N_{u.k-x}} = \frac{446,84 \cdot 10^3}{5585,56} = 80,00 \text{ mm.}$$

$$\frac{e_y}{h} = \frac{80,00}{800} = 0,1$$

$$\rho_{ada} = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{6805}{800 \cdot 800} = 0,011$$

dari diagram interaksi M-N non dimensi ACI 318-83 didapatkan :

$$K = \frac{P_u}{A_g} = 2,18 \text{ ksi}$$

$$P_{u.y} = 2,18 \cdot 800 \cdot 800 \cdot 6,895 = 9619904 \text{ N.}$$

$$e_x = \frac{M_{u.k-y}}{N_{u.k-y}} = \frac{448,24 \cdot 10^3}{5602,94} = 80,00 \text{ mm.}$$

$$\frac{e_x}{h} = \frac{80,00}{800} = 0,1$$

dari diagram interaksi M-N non dimensi ACI 318-83 didapatkan :

$$K = \frac{P_u}{A_g} = 2,18 \text{ ksi}$$

$$P_{u.x} = 2,18 \cdot 800 \cdot 800 \cdot 6,895 = 9619904 \text{ N.}$$

$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{P_{u.x}} + \frac{1}{P_{u.y}} - \frac{1}{P_o} = \frac{1}{9619,90} + \frac{1}{9619,90} - \frac{1}{9528,52}$$

$$P_{u.ada} = 9713,06 \text{ kN.} \quad > \quad P_{u.renc} = 5602,94 \text{ kN} \quad (ok)$$

**TABEL 6.15 : DESAIN PENULANGAN LENTUR KOLOM ( $\alpha = 0$ )**

LANTAI	KOLOM	DIMENSI (cm x cm)	Nu.kx (kN)	Nu.ky (kN)	Mu.kx (kN.m)	Mu.ky (kN.m)	KONTROL EKSENTRISITAS		MOMEN RENCANA		MOMEN UNIAKIAL EKIVALEN (kN.m)	K (ksi)	K. e/h (ksi)	$\rho$	As PERLU (mm <sup>2</sup> )	DIPAKAI	As PAKAI (mm <sup>2</sup> )
							Mu.kx (kN.m)	Mu.ky (kN.m)	Mu.kx (kN.m)	Mu.ky (kN.m)							
Lt. 1	I-1	65 x 65	3078,00	3057,12	279,89	89,76	200,07	198,71	279,89	198,71	Mo.e = 386,89	1,06	0,20	0,01	4225	12 - D25	5890
	I-2	80 x 80	5585,56	5602,94	292,99	88,43	446,84	448,24	446,84	448,24	Mo.e = 688,84	1,27	0,20	0,01	6400	24 - D19	6805
	I-5	80 x 80	6969,09	6969,09	285,69	86,65	557,53	557,53	557,53	557,53	Mo.e = 857,73	1,58	0,24	0,01	6400	24 - D19	6805
	I-8	80 x 80	5883,57	5883,57	284,19	132,41	470,69	470,69	470,69	470,69	Mo.e = 724,13	1,33	0,21	0,01	6400	24 - D19	6805
	E-2	70 x 70	3761,92	3758,39	294,92	146,70	263,33	263,09	294,92	263,09	Mo.e = 436,58	1,11	0,18	0,01	4900	12 - D25	5890
Lt. 2-3	I-1	65 x 65	2737,83	2716,37	716,96	239,75	177,96	176,56	716,96	239,75	Mo.e = 846,05	0,94	0,45	0,02	8450	20 - D25	9817
	I-2	80 x 80	4937,96	4937,96	954,86	236,34	395,04	395,04	954,86	395,04	Mo.e = 1167,57	1,12	0,33	0,01	6400	24 - D19	6805
	I-5	80 x 80	6145,22	6145,22	797,70	231,45	491,62	491,62	797,70	491,62	Mo.e = 1062,42	1,39	0,30	0,01	6400	24 - D19	6805
	I-8	80 x 80	5236,42	5236,42	740,48	192,98	418,91	418,91	740,48	418,91	Mo.e = 966,04	1,19	0,27	0,01	6400	24 - D19	6805
	E-2	70 x 70	3307,18	3303,55	925,40	421,94	231,50	231,25	925,40	421,94	Mo.e = 1152,60	0,98	0,49	0,03	14700	32 - D25	15708
Lt. 4-6	I-1	55 x 55	2044,59	2021,97	430,99	152,27	112,45	111,21	430,99	152,27	Mo.e = 512,99	0,98	0,45	0,02	6050	16 - D25	7854
	I-2	70 x 70	3621,02	3639,85	703,02	149,96	253,47	254,79	703,02	254,79	Mo.e = 840,21	1,07	0,36	0,01	4900	20 - D19	5671
	I-5	70 x 70	4479,95	4479,95	521,79	144,88	313,60	313,60	521,79	313,60	Mo.e = 690,65	1,33	0,29	0,01	4900	20 - D19	5671
	I-8	70 x 70	3864,25	3864,25	466,09	95,32	270,50	270,50	466,09	270,50	Mo.e = 611,74	1,14	0,26	0,01	4900	20 - D19	5671
	E-2	60 x 60	2436,17	2432,35	651,85	333,08	146,17	145,94	651,85	333,08	Mo.e = 831,20	0,98	0,56	0,035	12600	28 - D25	13745
Lt. 7-8	I-1	50 x 50	1002,78	979,58	322,90	113,23	50,14	48,98	322,90	113,23	Mo.e = 383,87	0,58	0,45	0,025	6250	16 - D25	7854
	I-2	60 x 60	1665,30	1665,30	513,00	111,34	99,92	99,92	513,00	111,34	Mo.e = 572,95	0,67	0,38	0,015	5400	20 - D19	5671
	I-5	60 x 60	2042,51	2042,51	383,61	106,22	122,55	122,55	383,61	122,55	Mo.e = 449,60	0,82	0,30	0,01	3600	16 - D19	4537
	I-8	60 x 60	1834,77	1834,77	337,99	90,69	110,09	110,09	337,99	110,09	Mo.e = 397,27	0,74	0,27	0,01	3600	16 - D19	4537
	E-2	55 x 55	1172,18	1172,18	459,56	278,08	64,47	64,47	459,56	278,08	Mo.e = 609,29	0,56	0,53	0,04	10588	24 - D25	11781
Lt. 9	I-1	50 x 50	221,29	221,29	174,40	63,19	11,06	11,06	174,40	63,19	Mo.e = 208,42	0,13	0,24	0,015	3750	8 - D25	3402
	I-2	60 x 60	347,81	347,81	329,98	61,85	20,87	20,87	329,98	61,85	Mo.e = 363,28	0,14	0,24	0,015	5400	20 - D19	5671
	I-5	60 x 60	461,21	461,21	223,67	55,08	27,67	27,67	223,67	55,08	Mo.e = 253,33	0,19	0,17	0,01	3600	16 - D19	4537
	I-8	60 x 60	496,39	496,39	169,99	67,76	29,78	29,78	169,99	67,76	Mo.e = 206,47	0,20	0,14	0,01	3600	16 - D19	4537
	E-2	55 x 55	222,78	222,78	258,97	256,15	12,25	12,25	258,97	256,15	Mo.e = 396,90	0,11	0,35	0,025	7563	16 - D25	7854

Keterangan Tabel 6.15 :

- (4),(5) Nu.kx dan Nu.ky saat gempa memukul dengan ( $\alpha = 0$ ) diambil sebesar :  
Nu.kx dan Nu.ky (Tabel 6.13) tetapi tidak perlu lebih besar dari Nu.k max ( $\alpha = 0$ ) (Tabel 6.14)
- (6),(7) Mu.kx dan Mu.ky diambil yang terbesar dari (Tabel 6.12)
- (8),(9) Kontrol terhadap Mu.k akibat eksentrisitas minimum :  
Mu.k > Nu.k . 0,1 . h
- (10),(11) Mu.k diambil yang terbesar antara :  
Mu.k (6),(8) dan Mu.ky (7),(9)
- (12) MOMEN UNIAKIAL EKIVALEN SECARA PENDEKATAN DENGAN MENGAMBIL ( $\beta = 0,65$ )  
Bila Mu.x > Mu.y : Mo.e = Mu.x + [ Mu.y . (bc / hc) . (1 -  $\beta$ ) :  $\beta$  ]  
Bila Mu.x < Mu.y : Mo.e = Mu.y + [ Mu.x . (hc / bc) . (1 -  $\beta$ ) :  $\beta$  ]

- (13) K = Nu.k : Ag
- (14) K e/h = Mo.e : (Ag . h)
- (15) Diperoleh dari diagram interaksi M-N empat sisi (ACI 318-83) , dengan pembatasan :  
 $\rho_{min}$  = 1% dan  $\rho_{max}$  = 8%
- (16) As perlu =  $\rho . b . h$
- (17) As.pakai =  $n . 0,25 . \pi . D^2$

Catatan : . f'c = 30 MPa.  
. fy = 320 MPa.  
. 1 ksi = 6,895 MPa  
= 6,895 N/mm<sup>2</sup>

**TABEL 6.16 : DESAIN PENULANGAN LENTUR KOLOM ( $\alpha = 90$ )**

LANTAI	KOLOM	DIMENSI (cm x cm)	Nu.kx (kN)	Nu.ky (kN)	Mu.kx (kN.m)	Mu.ky (kN.m)	KONTROL EKSENTRISITAS		MOMEN RENCANA		MOMEN UNIAXIAL EKIVALEN (kN.m)	K (ksi)	K. e/h (ksi)	$\rho$	As PERLU (mm <sup>2</sup> )	DIPAKAI	As PAKAI (mm <sup>2</sup> )
							Mu.kx (kN.m)	Mu.ky (kN.m)	Mu.kx (kN.m)	Mu.ky (kN.m)							
Lt. 1	I-1	65 x 65	3078,00	3057,12	90,78	287,37	200,07	198,71	200,07	287,37	Mo.e = 395,10	1,05	0,21	0,01	4225	12 - D25	5891
	I-2	80 x 80	5585,56	5602,94	109,19	285,97	446,84	448,24	446,84	448,24	Mo.e = 688,84	1,27	0,20	0,01	6400	24 - D19	6805
	I-5	80 x 80	6843,80	6843,80	85,98	283,98	547,50	547,50	547,50	547,50	Mo.e = 842,31	1,55	0,24	0,01	6400	24 - D19	6805
	I-8	80 x 80	5933,55	5933,55	85,53	273,79	474,68	474,68	474,68	474,68	Mo.e = 730,28	1,34	0,21	0,01	6400	24 - D19	6805
	E-2	70 x 70	3761,92	3758,39	90,66	294,94	263,33	263,09	263,33	294,94	Mo.e = 436,74	1,11	0,18	0,01	4900	12 - D25	5891
Lt. 2-3	I-1	65 x 65	2737,83	2716,37	243,03	764,54	177,96	176,56	243,03	764,54	Mo.e = 895,40	0,93	0,47	0,03	12675	28 - D25	13745
	I-2	80 x 80	4920,09	4937,96	350,40	760,84	393,61	395,04	393,61	760,84	Mo.e = 972,78	1,12	0,28	0,01	6400	24 - D19	6805
	I-5	80 x 80	6025,57	6025,57	264,97	754,48	482,05	482,05	482,05	754,48	Mo.e = 1014,04	1,37	0,29	0,01	6400	24 - D19	6805
	I-8	80 x 80	5237,01	5237,01	223,04	572,24	418,96	418,96	418,96	572,24	Mo.e = 797,84	1,19	0,23	0,01	6400	24 - D19	6805
	E-2	70 x 70	3307,18	3303,55	322,11	1035,22	231,50	231,25	322,11	1035,22	Mo.e = 1208,67	0,98	0,51	0,03	14700	32 - D25	15708
Lt. 4-6	I-1	55 x 55	2044,59	2021,97	164,92	484,49	112,45	111,21	164,92	484,49	Mo.e = 573,30	0,97	0,50	0,03	9075	20 - D25	9818
	I-2	70 x 70	3584,28	3584,28	291,42	481,89	250,90	250,90	291,42	481,89	Mo.e = 638,80	1,06	0,27	0,01	4900	20 - D19	5671
	I-5	70 x 70	4400,87	4400,87	178,69	473,28	308,06	308,06	308,06	473,28	Mo.e = 639,16	1,30	0,27	0,01	4900	20 - D19	5671
	I-8	70 x 70	3864,84	3864,84	140,34	166,76	270,54	270,54	270,54	270,54	Mo.e = 416,21	1,14	0,18	0,01	4900	20 - D19	5671
	E-2	60 x 60	2436,17	2432,35	241,43	744,98	146,17	145,94	241,43	744,98	Mo.e = 874,97	0,98	0,59	0,04	14400	32 - D25	15708
Lt. 7-8	I-1	50 x 50	951,93	951,93	139,15	360,49	47,60	47,60	139,15	360,49	Mo.e = 435,41	0,55	0,51	0,035	8750	20 - D25	9818
	I-2	60 x 60	1594,74	1594,74	237,81	358,01	95,68	95,68	237,81	358,01	Mo.e = 486,06	0,64	0,33	0,015	5400	20 - D19	5671
	I-5	60 x 60	2016,05	2016,05	136,06	346,72	120,96	120,96	136,06	346,72	Mo.e = 419,98	0,81	0,28	0,01	3600	16 - D19	4537
	I-8	60 x 60	1834,48	1834,48	101,91	160,96	110,07	110,07	110,07	160,96	Mo.e = 220,23	0,74	0,15	0,01	3600	16 - D19	4537
	E-2	55 x 55	1164,24	1164,24	187,61	545,91	64,03	64,03	187,61	545,91	Mo.e = 646,93	0,56	0,56	0,04	12100	28 - D25	13745
Lt. 9	I-1	50 x 50	197,77	197,77	116,19	201,08	9,89	9,89	116,19	201,08	Mo.e = 263,64	0,11	0,31	0,02	5000	12 - D25	5891
	I-2	60 x 60	338,99	338,99	209,74	199,14	20,34	20,34	209,74	199,14	Mo.e = 316,97	0,14	0,21	0,015	5400	20 - D19	5671
	I-5	60 x 60	455,33	455,33	94,31	177,68	27,32	27,32	94,31	177,68	Mo.e = 228,46	0,18	0,15	0,01	3600	16 - D19	4537
	I-8	60 x 60	496,39	496,39	51,51	169,20	29,78	29,78	51,51	169,20	Mo.e = 196,94	0,20	0,13	0,01	3600	16 - D19	4537
	E-2	55 x 55	223,07	223,07	146,95	352,00	12,27	12,27	146,95	352,00	Mo.e = 431,13	0,11	0,38	0,025	7563	16 - D25	7854

Keterangan Tabel 6.16 :

- (4),(5) Nu.kx dan Nu.ky saat gempa memukul dengan ( $\alpha = 90$ ) diambil sebesar :  
Nu.kx dan Nu.ky (Tabel 6.13) tetapi tidak perlu lebih besar dari Nu.k max ( $\alpha = 90$ ) (Tabel 6.14)
- (6),(7) Mu.kx dan Mu.ky diambil yang terbesar dari (Tabel 6.12)
- (8),(9) Kontrol terhadap Mu.k akibat eksentrisitas minimum :  
Mu.k > Nu.k . 0,1 . h
- (10),(11) Mu.k diambil yang terbesar antara :  
Mu.kx (6),(8) dan Mu.ky (7),(9)
- (12) MOMEN UNIAXIAL EKIVALEN SECARA PENDEKATAN DENGAN MENGAMBIL ( $\beta = 0,65$ )  
Bila Mu.x > Mu.y : Mo.e = Mu.x + [ Mu.y . (bc/hc) . (1 -  $\beta$ ) :  $\beta$  ]  
Bila Mu.x < Mu.y : Mo.e = Mu.y + [ Mu.x . (hc/bc) . (1 -  $\beta$ ) :  $\beta$  ]

- (13) K = Nu.k : Ag
- (14) K e/h = Mo.e : (Ag . h)
- (15) Diperoleh dari diagram interaksi M-N empat sisi (ACI 318-83), dengan pembatasan :  
 $\rho_{min}$  = 1 % dan  $\rho_{max}$  = 8 %
- (16) As perlu =  $\rho$  . b . h
- (17) As.pakai =  $n$  . 0,25 .  $\pi$  . D<sup>2</sup>

Catatan : .fc' = 30 MPa.  
.fy = 320 MPa.  
.1 ksi = 6,895 MPa  
= 6,895 N/mm<sup>2</sup>

**TABEL 6.17 : EVALUASI PENULANGAN LENTUR KOLOM DENGAN METODE BRESLER**

LANTAI	KOLOM	DIMENSI (cm x cm)	SAAT GEMPA	ARAH	DIPAKAI	As Rencana (mm <sup>2</sup> )	Pu.ada (KN)	Mu.k.ada (KN.m)	eksentrisitas (mm)	e / h	$\rho$ pakai	K (ksi)	Pu (x-y) (KN)	Po (KN)	Pu ijin (KN)	KONTROL
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Lt. 1	1-1	65 x 65	$\alpha = 90$	sb. x	12 - D25	5891	3078,00	200,07	94	0,14	0,014	2,00	5826,28	6504,50	5749,46	oke
				sb. y			3057,12	287,37	65	0,10		2,20	6408,90			
	1-2	80 x 80	$\alpha = 90$	sb. x	24 - D19	6805	5585,56	446,84	80	0,10	0,011	2,18	9619,90	9528,52	9713,06	oke
				sb. y			5602,94	448,24	80	0,10		2,18	9619,90			
	1-5	80 x 80	$\alpha = 90$	sb. x	24 - D19	6805	6843,80	547,50	80	0,10	0,011	2,18	9619,90	9528,52	9713,06	oke
				sb. y			6843,80	547,50	80	0,10		2,18	9619,90			
	1-8	80 x 80	$\alpha = 90$	sb. x	24 - D19	6805	5933,55	474,68	80	0,10	0,011	2,18	9619,90	9528,52	9713,06	oke
				sb. y			5933,55	474,68	80	0,10		2,18	9619,90			
Lt. 2-3	E-2	70 x 70	$\alpha = 90$	sb. x	12 - D25	5891	3761,92	263,33	78	0,11	0,012	2,19	7399,02	7399,55	7398,50	oke
				sb. y			3758,39	294,94	70	0,10		2,19	7399,02			
	1-1	65 x 65	$\alpha = 90$	sb. x	28 - D25	13745	2737,83	243,03	281	0,43	0,033	1,20	3495,77	7707,26	3272,66	oke
				sb. y			2716,37	764,54	89	0,14		2,30	6700,22			
	1-2	80 x 80	$\alpha = 90$	sb. x	24 - D19	6805	4920,09	393,61	154	0,19	0,011	1,62	7148,74	9528,52	7200,05	oke
				sb. y			4937,96	760,84	80	0,10		2,18	9619,90			
	1-5	80 x 80	$\alpha = 90$	sb. x	24 - D19	6805	6025,57	482,05	125	0,16	0,011	1,82	8031,30	9528,52	8096,12	oke
				sb. y			6025,57	754,48	80	0,10		2,18	9619,90			
	1-8	80 x 80	$\alpha = 90$	sb. x	24 - D19	6805	5237,01	418,96	109	0,14	0,011	1,90	8384,32	9528,52	8455,00	oke
				sb. y			5237,01	572,24	80	0,10		2,18	9619,90			
	E-2	70 x 70	$\alpha = 90$	sb. x	32 - D25	15708	3307,18	322,11	313	0,45	0,032	1,18	3986,69	8902,92	3742,50	oke
				sb. y			3303,55	1035,22	97	0,14		2,30	7770,67			

Keterangan tabel 6.17. :

- (4) Saat kondisi maksimum (kritis), antara tabel 6.15 dan tabel 6.16
- (6) Jumlah tulangan terpasang.
- (7) Luas tulangan terpasang (As pakai).
- (8) Pu, diambil dari tabel 6.13 tidak perlu lebih besar dari tabel 6.14
- (9) Mu.k.ada diambil yang terbesar dari tabel 6.12 dan  
 $Mu.k.ada > 0,1 \cdot Pu \cdot h$
- (10)  $e_x = Mu_y : Pu_y$   
 $e_y = Mu_x : Pu_x$
- (12)  $\rho_{pasang} = As \text{ pakai} : (b \cdot h)$

- (13) Berdasarkan nilai (e / h) dan besarnya  $\rho_{pasang}$  didapat nilai K dari diagram interaksi M-N ACI 318-83
- (14)  $Pu(x-y) = K \cdot b \cdot h$
- (15)  $Po = 0,8 \cdot \phi \cdot [0,85 \cdot f_c \cdot (Ag - Ast) + Ast \cdot f_y]$
- (16)  $Pu_{ijin} = 1 / [(1 : Pu_x) + (1 : Pu_y) - (1 : Po)]$
- (17) Kontrol :  
 -  $Pu_{ijin} > Pu_{ada}$  .....oke.  
 -  $Pu_{ijin} < Pu_{ada}$  .....tambah tulangan.

Catatan :  $\phi = 0,65$   
 $f_c' = 30 \text{ MPa}$   
 $f_y = 320 \text{ MPa}$   
 $1 \text{ ksi} = 6,895 \text{ MPa}$

lanjutan ....

**TABEL 6.17 : EVALUASI PENULANGAN LENTUR KOLOM DENGAN METODE BRESLER**

LANTAI	KOLOM	DIMENSI (cm x cm)	SAAT GEMPA	ARAH	DIPAKAI	As Rencana (mm <sup>2</sup> )	Pu.ada (KN)	Mu.k.ada (KN.m)	eksentrisitas (mm)	e / h	p. pakai	K (kn)	Pu (x-y) (KN)	Po (KN)	Pu ijin (KN)	KONTROL
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Lt. 4-6	I-1	55 x 55	$\alpha = 90$	sb. x	28 - D25	9818	2203,16	164,92	220	0,40	0,032	1,30	2711,46	5514,68	2525,72	oke
				sb. y			2203,16	484,49	75	0,14		2,30	4797,20			
	I-2	70 x 70	$\alpha = 90$	sb. x	20 - D19	5671	3584,28	291,42	134	0,19	0,012	1,70	5743,54	7365,86	5409,08	oke
				sb. y			3584,28	481,89	81	0,12		2,02	6824,67			
	I-5	70 x 70	$\alpha = 90$	sb. x	20 - D19	5671	4400,87	308,06	108	0,15	0,012	1,90	6419,25	7365,86	6444,42	oke
				sb. y			4400,87	473,28	70	0,10		2,19	7399,02			
	I-8	70 x 70	$\alpha = 90$	sb. x	20 - D19	5671	3864,84	270,54	70	0,10	0,012	2,19	7399,02	7365,86	7432,49	oke
				sb. y			3864,84	270,54	70	0,10		2,19	7399,02			
	E-2	60 x 60	$\alpha = 90$	sb. x	32 - D25	15708	2436,17	241,43	306	0,51	0,044	1,20	2978,64	7179,12	2745,05	oke
				sb. y			2432,35	744,98	99	0,17		2,40	5957,28			
Lt. 7-8	I-1	50 x 50	$\alpha = 90$	sb. x	20 - D25	9818	951,93	139,15	379	0,76	0,039	0,80	1379,00	4818,53	1164,30	oke
				sb. y			951,93	360,49	146	0,29		1,70	2930,38			
	I-2	60 x 60	$\alpha = 90$	sb. x	20 - D19	5671	1594,74	237,81	224	0,37	0,016	1,20	2978,64	5642,06	2321,85	oke
				sb. y			1594,74	358,01	149	0,25		1,48	3673,66			
	I-5	60 x 60	$\alpha = 90$	sb. x	16 - D19	4537	2016,05	136,06	172	0,29	0,013	1,30	3226,86	5468,40	3090,70	oke
				sb. y			2016,05	346,72	67	0,11		2,05	5088,51			
	I-8	60 x 60	$\alpha = 90$	sb. x	16 - D19	4537	1834,48	110,07	88	0,15	0,013	1,90	4716,18	5468,40	4710,56	oke
				sb. y			1834,48	160,96	60	0,10		2,20	5460,84			
	E-2	55 x 55	$\alpha = 90$	sb. x	24 - D25	11781	1164,24	187,61	469	0,85	0,039	0,70	1460,02	5815,29	1257,88	oke
				sb. y			1164,24	545,91	161	0,29		1,70	3545,75			

Keterangan tabel 6.17. :

(4) Saat kondisi maksimum (kritis) , antara tabel 6.15 dan tabel 6.16

(6) Jumlah tulangan terpasang.

(7) Luas tulangan terpasang. (As pakai).

(8) Pu, diambil dari tabel 6.13 tidak perlu lebih besar dari tabel 6.14

(9) Mu.k.ada diambil yang terbesar dari tabel 6.12 dan

$Mu.k > 0,1 \cdot Pu \cdot h$

(10)  $e_x = Mu.y : Pu.y$

$e_y = Mn.x : Pu.x$

(12)  $p_{pasang} = As_{pakai} : (b \cdot h)$

(13) Berdasarkan nilai ( e / h ) dan besarnya  $p_{pasang}$

    didapat nilai K dari diagram interaksi M-N ACI 318-83

(14)  $Pu(x-y) = \leq b \cdot h$

(15)  $Po = 0,8 \cdot \phi \cdot [ 0,85 \cdot f_c \cdot (Ag - Ast) + Ast \cdot f_y ]$

(16)  $Pu_{ijin} = 1 / [ (1 : Pu.x) + (1 : Pu.y) - (1 : Po) ]$

(17) Kontrol :

    -  $Pu_{ijin} > Pu_{ada}$  .....oke.

    -  $Pu_{ijin} < Pu_{ada}$  .....tambah tulangan.

Catatan :  $\phi = 0,65$ .

$f_c' = 30 \text{ MPa}$

$f_y = 320 \text{ MPa}$

$1 \text{ ksi} = 6,895 \text{ MPa}$

lanjutan ....

**TABEL 6.17 : EVALUASI PENULANGAN LENTUR KOLOM DENGAN METODE BRESLER**

LANTAI	KOLOM	DIMENSI (cm x cm)	SAAT GEMPA	ARAH	DIPAKAI	As Rencana (mm <sup>2</sup> )	Pu.ada (KN)	Mu.k.ada (KN.m)	eksentrisitas (mm)	e / h	$\rho$ pakai	K (ksi)	Pu (x-y) (KN)	Po (KN)	Pu ijin (KN)	KONTROL
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
L. 9	I-1	50 x 50	$\alpha = 90$	sb. x sb. y	12 - D25	5891	197,77 197,77	116,19 201,08	410 450	0,82 0,90	0,024	0,50 0,40	861,88 689,50	4217,15	421,33	oke
	I-2	60 x 60	$\alpha = 90$	sb. x sb. y	20 - D19	5671	338,99 338,99	209,74 199,14	587 510	0,98 0,85	0,016	0,40 0,20	992,88 496,44	5642,06	351,58	oke
	I-5	60 x 60	$\alpha = 90$	sb. x sb. y	16 - D19	4537	455,33 455,33	94,31 177,68	390 207	0,65 0,35	0,013	0,40 1,05	992,88 2606,31	5468,40	827,82	oke
	I-8	60 x 60	$\alpha = 90$	sb. x sb. y	16 - D19	4537	496,39 496,39	51,51 169,20	341 104	0,57 0,17	0,013	0,65 1,85	1613,43 4592,07	5468,40	1527,43	oke
	E-2	55 x 55	$\alpha = 90$	sb. x sb. y	16 - D25	7854	223,07 223,07	146,95 352,00	495 440	0,90 0,80	0,026	0,40 0,58	834,30 1209,73	5213,91	545,42	oke

Keterangan tabel 6.17. :

- (4) Saat kondisi maksimum (kritis), antara tabel 6.15 dan tabel 6.16  
 (6) Jumlah tulangan terpasang.  
 (7) Luas tulangan terpasang (As pakai).  
 (8) Pu, diambil dari tabel 6.13 tidak perlu lebih besar dari tabel 6.14  
 (9) Mu.k.ada diambil yang terbesar dari tabel 6.12 dan  
 $Mu.k > 0,1 \cdot Pu \cdot h$   
 (10)  $e_x = Mu_y : Pu_y$   
 $e_y = Mn_x : Pu_x$   
 (12)  $\rho_{pasang} = As_{pakai} : (b \cdot h)$

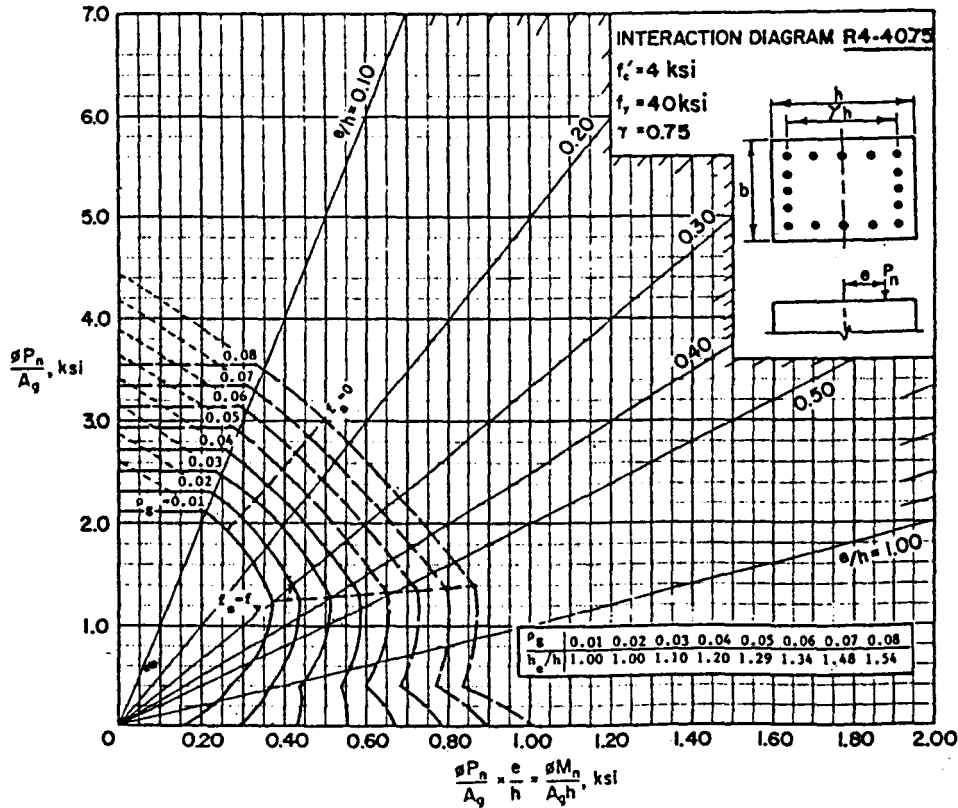
- (13) Berdasarkan nilai (e / h) dan besarnya  $\rho_{pasang}$  didapat nilai K dari diagram interaksi M-N ACI 318-83  
 (14)  $Pu(x-y) = \phi \cdot b \cdot h$   
 (15)  $Po = 0,8 \cdot \phi \cdot [0,85 \cdot f_c \cdot (Ag - Ast) + Ast \cdot f_y]$   
 (16)  $Pu_{ijin} = 1 / [(1 : Pu_x) + (1 : Pu_y) - (1 : Po)]$   
 (17) Kontrol :

- $Pu_{ijin} > Pu_{ada}$  .....oke.
- $Pu_{ijin} < Pu_{ada}$  .....tambah tulangan.

Catatan :  $\phi = 0,65$ .  
 $f_c' = 30$  MPa  
 $f_y = 320$  MPa  
 $1 \text{ ksi} = 6,895 \text{ MPa}$

COLUMNS 7.2.3—Load-moment strength interaction diagram for R4-40.75 columns

References: ACI 318-83, Sections 9.3.2.2, 10.2, and 10.3; ACI Publication SP-7, pp. 152–182



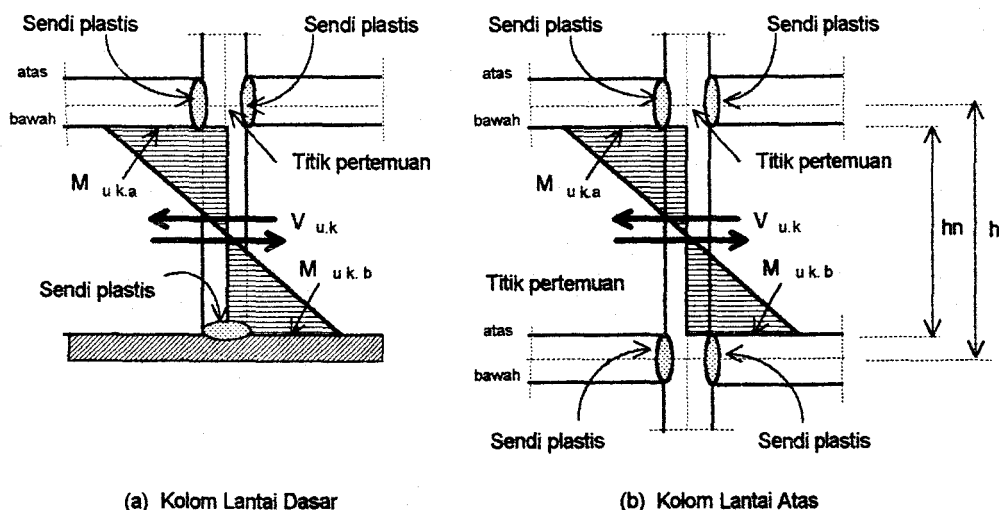
## VI.2.2 PERENCANAAN TERHADAP GESER

Gaya geser rencana ( $V_u$ ) harus ditentukan berdasarkan persamaan berikut :

$$V_{u.k} = \frac{M_{u.ka} + M_{u.kb}}{h_n} \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.14.7 - 1.2}$$

tetapi tidak perlu lebih besar dari :

$$V_{u.k} = 1,05 ( V_{D.k} + V_{L.k} + \frac{4,0}{K} \cdot V_{Ek} )$$



Gambar 6.4 : KOLOM LANTAI DASAR DAN KOLOM LANTAI ATAS DENGAN MUK YANG DITETAPKAN BERDASARKAN KAPASITAS SENDI PLASTIS

Akan tetapi pada lantai dasar dan lantai paling atas yang memperbolehkan terjadinya sendi plastis pada kolom dihitung berdasarkan momen kapasitas dari kolom

$$V_{u.k} = \frac{M_{u.ka} ( \text{lantai 1} ) + M_{kap.k} ( \text{lantai 1} )}{h_n} \dots\dots\dots ( \text{lantai dasar} )$$

$$V_{u.k} = \frac{1}{h_n} \cdot ( 2 \cdot M_{kap.k} ( \text{lantai atas} ) ) \dots\dots\dots ( \text{lantai atas} )$$



di mana :

$Mu.ka$  = momen rencana kolom pada ujung atas kolom pada muka balok yang dihitung menurut ( SK SNI. 3.14.4 - 2.2 )

$Mu.kb$  = momen rencana kolom pada ujung bawah kolom pada muka balok yang dihitung menurut ( SK SNI. 3.14.4 - 2.2 )

$hn$  = tinggi bersih dari kolom rangka yang ditinjau.

$VD.k$  = gaya geser kolom akibat beban mati.

$VL.k$  = gaya geser kolom akibat beban hidup.

$VE.k$  = gaya geser kolom akibat beban gempa.

*Konsep dari penulangan geser adalah untuk menahan agar keruntuhan yang tidak daktail tidak terjadi sebelum balok mengerahkan kekuatan lenturnya.*

Kuat rancang kolom harus memenuhi syarat :

$$Vu \leq \phi \cdot Vn \quad \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.4.1 - 1}$$

$$Vn = (Vc + Vs)$$

di mana :

$Vc$  = kuat geser beton

$$= 2 \left( 1 + \frac{Nu}{14 \cdot Ag} \right) \cdot \left( \frac{\sqrt{fc'}}{6} \right) \cdot bw \cdot d \quad \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.4.3 - 1.2}$$

$Vs$  = kuat geser tulangan geser

$\phi$  = faktor reduksi kekuatan geser dengan beban lentur dan aksial, yang diambil sebesar 0,6.

Nilai  $V_c$  diasumsikan sama dengan nol untuk lokasi berpotensi terjadi sendi plastis, sehingga semua gaya geser dipikul oleh tulangan geser. Untuk daerah di luar sendi plastis  $V_c$  tetap diperhitungkan ( SK SNI.3.14.7- 2.1 ).

### TULANGAN TRANSVERSAL

Tulangan transversal pada daerah sendi plastis potensial harus dipasang dengan spasi maksimum ( SK SNI. 3.14.4 -4.2 ) :

- a 1/4 ukuran kolom terkecil
- b 100 mm.
- c 8 kali diameter tulangan longitudinal.

Dimana ketentuan tersebut berlaku sepanjang  $L_0$  dari muka yang ditinjau . Panjang  $L_0$  tidak boleh kurang dari :

- a tinggi komponen struktur balok.
- b 1,5 kali tinggi komponen struktur kolom.
- c 1/6 bentang bersih komponen struktur.
- d 450 mm.

Untuk daerah diluar daerah tersebut, persyaratannya adalah menjadi lebih longgar 1/2 kalinya.

**Contoh Perhitungan 6.8 :**

Dari analisa struktur untuk kolom as I - 2 lantai dasar didapat :

ARAH - X :

$$VD.x = 2,43 \text{ ton} = 24,3 \text{ kN.}$$

$$VL.x = 0,87 \text{ ton} = 8,7 \text{ kN.}$$

$$VE.x(\alpha=0) = 7,59 \text{ ton} = 75,9 \text{ kN.}$$

$$VE.x(\alpha=90) = 0,01 \text{ ton} = 0,1 \text{ kN.}$$

ARAH - Y :

$$VD.y = 0,03 \text{ ton} = 0,3 \text{ kN.}$$

$$VL.y = 0,01 \text{ ton} = 0,1 \text{ kN.}$$

$$VE.y(\alpha=0) = 0,07 \text{ ton} = 0,7 \text{ kN.}$$

$$VE.y(\alpha=90) = 6,76 \text{ ton} = 67,6 \text{ kN.}$$

$$Mu.kb = 183,624 \text{ kN.m}$$

$$Mu.ka = 292,99 \text{ kN.m}$$

$$Nu.k = 5602,9 \text{ kN.}$$

$$Tu = 0,105 \text{ t.m}$$

**Analisa Gaya Geser Rencana Kolom :**

$$\begin{aligned}
 Vu.k &= \frac{Mu_{.ka} + Mu_{.kb}}{h_n} \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.14.7 - 1.2} \\
 &= \frac{183,624 + 292,99}{3,0} = 158,87 \text{ kN.}
 \end{aligned}$$

tetapi tidak perlu lebih besar dari :

$$\begin{aligned} V_{u.kx} &= 1,05 \left( V_{D.k} + V_{L.k} + \frac{4,0}{K} \cdot V_{E.k} \right) \\ &= 1,05 \left[ 24,3 + (0,75 \cdot 8,7) + \left( \frac{4,0}{1} \cdot (75,9 + (0,3 \cdot 0,1)) \right) \right] \\ &= 351,27 \text{ kN.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{u.ky} &= 1,05 \left[ 0,3 + (0,75 \cdot 0,1) + \left( \frac{4,0}{1} \cdot (67,6 + (0,3 \cdot 0,7)) \right) \right] \\ &= 285,20 \text{ kN.} \end{aligned}$$

Sehingga gaya geser yang dipakai sebesar 158,87 kN.

### PENULANGAN GESER KOLOM :

Ckeck torsi minimum :

$$\begin{aligned} T_{u.min} &= \phi \cdot \frac{\sqrt{f_c'}}{20} \cdot \sum x^2 y \\ &= 0,6 \cdot \frac{\sqrt{30}}{20} \cdot 800^2 \cdot 800 = 84130184,83 \text{ N.mm} \\ &= 84,130 \text{ kNm.} > T_u = 1,05 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

*jadi torsi dapat diabaikan.*

Untuk daerah ujung kolom yang *berpotensi akan terjadinya sendi plastis* , kemampuan beton menerima geser diabaikan ( $V_c = 0$ ) sehingga semua gaya geser dipikul oleh tulangan geser, sedangkan untuk daerah lain, kontribusi beton untuk menerima geser tetap di perhitungkan : (SK SNI. 3.14.7 - 2.1)

$$\begin{aligned}
 V_c &= \left( 1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right) \cdot \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \cdot b \cdot d \quad \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.4.3 - 1.2} \\
 &= \left( 1 + \frac{5602940}{14 \cdot 800^2} \right) \cdot \frac{\sqrt{30}}{6} \cdot 800 \cdot 728,5 = 864708,98 \text{ N.} \\
 &= 864,71 \text{ kN.}
 \end{aligned}$$

$$0,5 \cdot V_c = 0,5 \cdot 864,71 = 432,35 \text{ kN.}$$

$$\frac{V_{u.k}}{\phi} = \frac{158,87}{0,6} = 264,78 \text{ kN.}$$

Karena  $\frac{V_{u.k}}{\phi} < 0,5 \cdot V_c$  , tidak dibutuhkan tulangan geser

Sedangkan pada daerah sendi plastis, karena  $\phi \cdot V_c = 0$

$$\begin{aligned}
 \phi \cdot V_{s.perlu} &= V_{u.k} - \phi \cdot V_c \\
 &= V_{u.k} = 158,87 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{A_{vt} \cdot f_y \cdot d}{S} \\
 S &= \frac{(0,25 \cdot \pi \cdot 12^2) \cdot 320 \cdot 728,5}{(158870 / 0,6)} = 99,60 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tulangan geser kolom harus dipasang pada seluruh tinggi kolom dengan jarak maksimum ( SK SNI. 3.14.4 - 4.2 ) :

- $0,25 \cdot \text{dimensi komponen terkecil} = 0,25 \cdot 800 = 200 \text{ mm}$
- $8 \text{ kali diameter tulangan longitudinal} = 8 \cdot 19 = 152 \text{ mm}$
- $100 \text{ mm}$

Jadi untuk daerah diluar sendi plastis dipasang tulangan geser D.12 - 100 mm  
dan pada daerah sendi plastis dipasang tulangan geser D.12 - 50 mm

Pada daerah sendi plastis tulangan geser yang diperlukan dipasang sepanjang  $l_o$  dari muka kolom yang ditinjau.

$$\begin{aligned}\text{Karena } Nu.k &= 5602,94 \text{ kN} < 0,3 \cdot Ag \cdot f_c' = 0,3 \cdot 800^2 \cdot 30 \\ &= 5,76 \cdot 10^6 \text{ N.}\end{aligned}$$

dimana panjang  $l_o$  tidak boleh kurang dari :

$$- l_o = \text{tinggi komponen struktur} = 800 \text{ mm.}$$

**TABEL 6.18 : ANALISA GAYA GESER RENCANA KOLOM**

LANTAI	KOLOM	Mu.k rencana		Vd.x (ton)	Vd.y (ton)	VL.x (ton)	VL.y (ton)	$\alpha = 0$		$\alpha = 90$		Vu.k (kN)	GESER MAKSIMUM		Vu.k rencana (kN)
		Mu.ka (kN.M)	Mu.kb (kN.M)					VE.x (ton)	VE.y (ton)	VE.x (ton)	VE.y (ton)		Vu.kx (kN)	Vu.ky (kN)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Lt. 1	I-1	186,560	287,370	0,84	0,03	0,24	0,01	6,41	0,09	0,01	6,78	157,98	280,06	286,29	157,98
	I-2	183,624	292,990	2,43	0,03	0,87	0,01	7,59	0,07	0,01	6,76	158,87	351,27	285,20	158,87
	I-5	184,375	285,690	0,98	0,02	0,04	0,01	6,93	0,04	0,01	6,72	156,69	301,79	283,03	156,69
	I-8	308,511	284,190	0,00	1,97	0,00	0,26	6,79	0,01	0,01	5,97	197,57	285,31	273,60	197,57
	E-2	181,540	294,940	1,28	3,43	0,35	1,15	7,62	0,06	0,06	7,57	158,83	336,99	363,77	158,83
Lt. 2-3	I-1	262,847	764,537	1,68	0,01	0,50	0,01	5,71	0,09	0,01	6,69	342,46	261,52	282,30	261,52
	I-2	493,075	954,860	4,51	0,01	1,61	0,01	8,25	0,07	0,01	6,66	482,64	406,66	280,79	280,79
	I-5	316,885	797,701	1,74	0,01	0,07	0,01	6,87	0,04	0,01	6,60	371,53	307,49	277,89	277,89
	I-8	261,970	740,476	0,00	0,03	0,00	0,51	6,57	0,00	0,01	3,05	334,15	276,07	132,43	132,43
	E-2	529,919	1035,221	2,43	6,22	0,66	2,07	8,27	0,05	0,05	8,35	521,71	378,68	432,94	378,68
Lt. 4-6	I-1	484,491	446,413	1,99	0,05	0,63	0,02	4,76	0,08	0,00	6,05	310,30	225,78	255,79	225,78
	I-2	703,017	637,765	4,45	0,05	1,58	0,02	7,41	0,06	0,01	6,02	446,93	370,51	254,28	254,28
	I-5	521,792	475,934	1,51	0,04	0,06	0,02	6,15	0,03	0,01	5,93	332,58	274,75	250,02	250,02
	I-8	466,090	426,190	0,00	2,28	0,00	1,08	5,83	0,00	0,01	0,99	297,43	244,99	74,03	74,03
	E-2	744,975	678,526	2,50	5,90	0,70	1,93	7,42	0,07	0,04	7,51	474,50	343,91	393,45	343,91
Lt. 7-8	I-1	360,486	244,062	2,38	0,05	0,76	0,02	2,77	0,05	0,00	3,93	201,52	147,32	166,37	147,32
	I-2	512,999	389,755	4,70	0,05	1,64	0,02	4,46	0,04	0,01	3,92	300,92	249,71	165,83	165,83
	I-5	383,612	268,664	1,43	0,04	0,06	0,02	3,92	0,02	0,01	3,79	217,43	180,25	160,01	160,01
	I-8	337,990	227,530	0,00	2,23	0,00	1,04	3,71	0,00	0,01	0,61	188,51	155,95	57,23	57,23
	E-2	545,911	418,793	2,70	6,06	0,76	1,95	4,46	0,12	0,06	4,44	321,57	222,41	266,98	222,41
Lt. 9	I-1	518,418	518,418	3,50	0,04	1,12	0,02	0,58	0,02	0,01	1,82	345,61	70,06	77,27	70,06
	I-2	895,828	895,828	6,38	0,04	1,93	0,02	1,62	0,01	0,01	1,80	597,22	150,35	76,30	76,30
	I-5	542,211	542,211	1,73	0,03	0,22	0,01	1,70	0,01	0,01	1,57	361,47	91,42	66,46	66,46
	I-8	542,211	542,211	0,01	1,18	0,01	0,55	1,52	0,01	0,01	0,75	361,47	64,15	48,35	48,35
	E-2	690,014	690,014	3,60	7,96	0,95	2,24	1,59	0,22	0,11	1,42	460,01	113,45	163,63	113,45

Keterangan Tabel 6.18 :

- (3) Mu.ka rencana diambil yang terbesar dari Mu.ka-x dan Mu.ka-y (lihat Tabel 6.12 )  
 (4) Mu.kb rencana diambil yang terbesar dari Mu.kb-x dan Mu.kb-y (lihat Tabel 6.12 )  
 (5) s/d (12) Diperoleh dari hasil analisa struktur (SAP90)  
 (9),(10) Saat gempa memukul dengan  $\alpha = 0$   
 (11),(12) Saat gempa memukul dengan  $\alpha = 90$

$$(13) Vu.k = (Mu.k + Mu.kb) / Ln.k$$

Catatan : Untuk kolom yang berpotensi terjadi sendi plastis

$$Mu.k = M_{kap.k}$$

GAYA GESER MAKSIMUM :

$$(14) Vu.kx = 1,05 [ Vd.x + 0,75.VL.x + 4.(Ve.x_{max} + 0,3.Ve.x_{min}) ]$$

$$(15) Vu.ky = 1,05 [ Vd.y + 0,75.VL.y + 4.(Ve.y_{max} + 0,3.Ve.y_{min}) ]$$

$$(16) Vu.k_{rencana} \text{ diambil yang terkecil antara } Vu.k \text{ dengan } Vu.k_{maks}$$

**TABEL 6.19 : DESAIN PENULANGAN GESER DAN TORSI KOLOM**

LANTAI	KOLOM	DIMENSI	INTERAKSI GESER DAN TORSI				S perlu (mm)	Tulangan Geser	KONTROL ( $V_u.k/\phi$ ) < $V_c + V_s$ (kN)
			Nu.k (kN)	Vu.k (kN)	Vc (kN)	Vs (kN)			
L. 1	I-1a	65 x 65	3078,00	157,980	519,18	-255,880	100	D.12 - 100	263,30 < 727,35
	I-1b		3078,00	157,980	0,00	263,300	79	D.12 - 50	263,30 < 416,35
	I-2a	80 x 80	5602,94	158,870	864,71	-599,926	100	D.12 - 100	264,78 < 1128,23
	I-2b		5602,94	158,870	0,00	264,783	100	D.12 - 100	264,78 < 263,52
	I-5a	80 x 80	6969,09	156,690	945,83	-684,677	100	D.12 - 100	261,15 < 1209,35
	I-5b		6969,09	156,690	0,00	261,150	101	D.12 - 100	261,15 < 263,52
	I-8a	80 x 80	5933,55	197,570	884,34	-555,056	100	D.12 - 100	329,28 < 1147,86
	I-8b		5933,55	197,570	0,00	329,283	80	D.12 - 50	329,28 < 527,04
	E-2a	70 x 70	3761,92	158,830	618,89	-354,174	100	D.12 - 100	264,72 < 845,15
	E-2b		3761,92	158,830	0,00	264,717	85	D.12 - 50	264,72 < 452,52
L. 2-3	I-1	65 x 65	2737,83	261,52	499,54	-63,669	100	D.12 - 100	435,87 < 707,72
	I-2	80 x 80	4937,96	280,79	825,22	-357,248	100	D.12 - 100	467,98 < 1088,74
	I-5	80 x 80	6145,20	277,89	896,91	-433,761	100	D.12 - 100	463,15 < 1160,43
	I-8	80 x 80	5237,00	132,43	842,98	-622,262	100	D.12 - 100	220,72 < 1106,50
	E-2	70 x 70	3307,18	378,68	592,39	38,743	100	D.12 - 100	631,14 < 818,66
L. 4-6	I-1	55 x 55	2044,59	225,78	354,00	22,296	100	D.12 - 100	376,29 < 526,00
	I-2	70 x 70	3639,85	254,28	614,71	-190,914	100	D.12 - 100	423,80 < 840,97
	I-5	70 x 70	4479,95	250,02	663,90	-247,203	100	D.12 - 100	416,69 < 890,16
	I-8	70 x 70	3864,84	74,03	627,88	-504,509	100	D.12 - 100	123,38 < 854,14
	E-2	60 x 60	2436,17	343,91	426,95	146,223	100	D.12 - 100	573,18 < 617,04

Keterangan Tabel 6.19 :

- (2) a = Di luar daerah sendi plastis  
b = Di daerah sendi plastis
- (4) Nu.k renc diambil sebesar Nu.k (Tabel 6.13)  
dan tidak perlu lebih besar dari Nu.k max (Tabel 6.14)
- (5) Lihat Tabel 6.18
- (6) Di luar daerah sendi plastis (> 2.h) :  

$$V_c = (1 + (Nu.k / 14.A_g)) \cdot ((f_c'^{0,5}) / 6) \cdot b_w \cdot d$$
 Di daerah sendi plastis (< 2.h)  

$$V_c = 0$$

Jika :

$$V_u.k/\phi < 0,5.V_c \quad (\text{tidak diperlukan tulangan geser})$$

$$V_c < (V_u.k/\phi) \quad (\text{diperlukan tulangan geser})$$

- (7)  $V_s = (V_u.k/\phi) - V_c$  (yang diperlukan)
- (8)  $S = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s$
- (9) Jarak sengkang harus memenuhi (SK SNI. 3.14.4 - 4.2)
- (10)  $V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$  (yang terpasang)

Catatan :

$$Tu_{min} = \phi \cdot (f_c'^{0,5}) \cdot x^2 \cdot y / 20 = 84,130 \text{ kN.m}$$

Torsi dapat diabaikan karena  $Tu_{ada} < Tu_{min}$



**TABEL 6.19 : DESAIN PENULANGAN GESER DAN TORSI KOLOM**

LANTAI	KOLOM	DIMENSI	INTERAKSI GESER DAN TORSI				S perlu (mm)	Tulangan Geser	KONTROL ( $V_u.k/\phi$ ) < $V_c + V_s$ (kN)
			Nu.k (kN)	Vu.k (kN)	Vc (kN)	Vs (kN)			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Ll. 7-8	I-1	50 x 50	1002,78	147,32	249,86	-4,332	100	D.12 - 100	245,53 < 403,77
	I-2	60 x 60	1665,30	165,83	385,12	-108,740	100	D.12 - 100	276,38 < 576,29
	I-5	60 x 60	2042,50	160,01	406,78	-140,099	100	D.12 - 100	266,68 < 597,96
	I-8	60 x 60	1834,77	57,23	394,85	-299,476	100	D.12 - 100	95,38 < 586,02
	E-2	55 x 55	1172,18	222,41	304,82	65,867	100	D.12 - 100	370,69 < 476,82
Ll. 9	I-1a	50 x 50	221,29	70,06	206,49	-89,733	100	D.12 - 100	116,76 < 360,41
	I-1b		221,29	70,06	0,00	116,760	132	D.12 - 100	116,76 < 153,92
	I-2a	60 x 60	347,81	76,30	309,45	-182,275	100	D.12 - 100	127,17 < 500,62
	I-2b		347,81	76,30	0,00	127,173	150	D.12 - 100	127,17 < 191,17
	I-5a	60 x 60	461,21	66,46	315,96	-205,195	100	D.12 - 100	110,77 < 507,13
	I-5b		461,21	66,46	0,00	110,766	173	D.12 - 100	110,77 < 191,17
	I-8a	60 x 60	496,39	48,35	317,98	-237,403	100	D.12 - 100	80,58 < 509,15
	I-8b		496,39	48,35	0,00	80,579	237	D.12 - 100	80,58 < 191,17
	E-2a	55 x 55	223,07	113,45	251,31	-62,235	100	D.12 - 100	189,08 < 423,32
	E-2b		223,07	113,45	0,00	189,079	91	D.12 - 50	189,08 < 344,00

Keterangan Tabel 6.19 :

- (2) a = Di luar daerah sendi plastis  
b = Di daerah sendi plastis
- (4) Nu.k renc diambil sebesar Nu.k (Tabel 6.13)  
dan tidak perlu lebih besar dari Nu.k max (Tabel 6.14)
- (5) Lihat Tabel 6.18
- (6) Di luar daerah sendi plastis ( $> 2.h$ ):  
 $V_c = (1 + (Nu.k / 14.A_g)) \cdot ((f_c' \cdot 0,5) / 6) \cdot b_w \cdot d$   
Di daerah sendi plastis ( $< 2.h$ )  
 $V_c = 0$

Jika :

- $V_u.k/\phi < 0,5.V_c$  (tidak diperlukan tulangan geser)  
 $V_c < (V_u.k/\phi)$  (diperlukan tulangan geser)

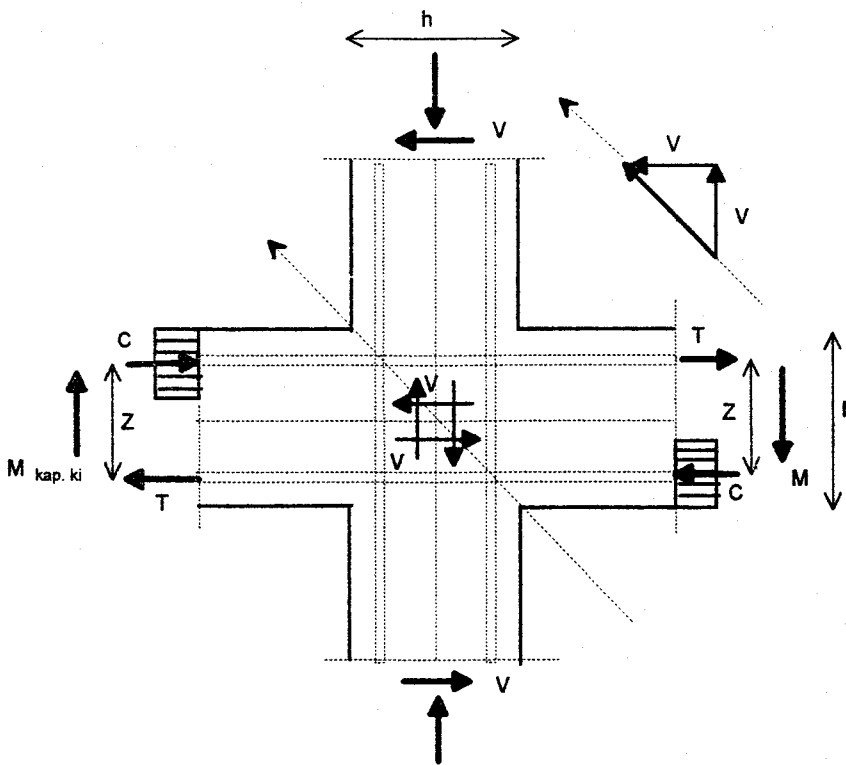
- (7)  $V_s = (V_u.k/\phi) - V_c$  (yang diperlukan)  
(8)  $S = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s$   
(9) Jarak sengkang harus memenuhi (SK SNI. 3.14.4 - 4.2)  
(10)  $V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$  (yang terpasang)

Catatan :

- \*  $Tu_{min} = \phi \cdot (f_c' \cdot 0,5) \cdot x^2 \cdot y / 20 = 84,130 \text{ kN.m}$   
Torsi dapat diabaikan karena  $Tu_{ada} < Tu_{min}$
- \* Pada daerah sendi plastis dipasang tulangan geser sepanjang  $l_o$  dari muka kolom, dimana  $l_o$  tidak boleh kurang dari :  
•  $h$  untuk  $Nu.k < 0,3 \cdot A_g \cdot f_c'$   
•  $1,5 \cdot h$  untuk  $Nu.k > 0,3 \cdot A_g \cdot f_c'$

### VI.3 DESAIN PENULANGAN BEAM COLUMN JOINT

Panel pertemuan balok kolom pada portal harus diproporsikan sedemikianrupa, sehingga memenuhi persyaratan kuat geser horisontal perlu ( $V_{u,h}$ ) dan kuat geser vertikal perlu ( $V_{u,v}$ ), yang berkaitan dengan terjadinya momen kapasitas pada sendi plastis pada kedua ujung balok yang bertemu pada kolom itu.



Gambar 6.5 : PERTEMUAN BALOK DAN KOLOM PORTAL DALAM KONDISI TERJADINYA SENDI-SENDI PLASTIS PADA KEDUA UJUNG BALOK

Dalam SK SNI. 3.14.6 - 1 disebutkan, bahwa momen lentur, gaya geser kolom, gaya geser horisontal ( $V_{j.h}$ ), dan gaya geser vertikal ( $V_{j.v}$ ), yang melewati inti pertemuan balok dan kolom (joint) harus dievaluasi dengan analisis yang rasional dengan memperhitungkan seluruh pengaruh dari gaya-gaya yang membentuk kesetimbangan pada joint yang ditinjau.

Gaya geser horisontal ditentukan dari persamaan :

$$V_{j.h} = C_{.ki} + T_{.ka} - V_{.kol}$$

di mana :

$$C_{.ki} = T_{.ki} = 0,70 \cdot \frac{M_{kap_{.ki}}}{Z_{.ki}}$$

$$T_{.ka} = C_{.ka} = 0,70 \cdot \frac{M_{kap_{.ka}}}{Z_{.ka}}$$

Besarnya gaya geser kolom  $V_{.kol}$  ditentukan dari persamaan :

$$V_{kol} = \frac{0,70 \cdot [(M_{kap_{.ki}} \cdot L_{.ki} / L_{n.ki}) + (M_{kap_{.ka}} \cdot L_{.ka} / L_{n.ka})]}{0,5 \cdot (h_{k.a} + h_{k.b})}$$

di mana :

$L_{.ka} \text{ \& } L_{.ki}$  = bentang as ke as balok sebelah kiri dan kanan joint yang ditinjau.

$L_{n.ki} \text{ \& } L_{n.ka}$  = bentang bersih balok sebelah kiri dan kanan joint yang ditinjau.

Tegangan geser horisontal nominal dalam joint diberikan oleh persamaan berikut :

$$V_{j,h} = \left( \frac{b_j}{h_c} \right) \cdot V_{j,v}$$

dimana :

$b_j$  = lebar efektif joint ( mm ).

$h_c$  = tinggi total penampang kolom dalam arah geser yang ditinjau ( mm ).

Kontrol tegangan horisontal yang terjadi :

$$V_{j,h} \leq 1,5 \cdot \sqrt{f_c'} \quad \text{SK SNI. 3.14.6 - 1.2}$$

Dua jenis mekanisme yang dapat berfungsi untuk meneruskan gaya geser horisontal  $V_{j,h}$  yang melewati joint adalah :

- 1 Strat beton diagonal yang melewati daerah tekan ujung joint yang memikul geser  $V_{c,h}$
- 2 Mekanisme panel rangka yang terdiri dari sengkang horisontal dan strat diagonal beton daerah tarik joint yang memikul geser  $V_{s,h}$ , sehingga :

$$V_{j,h} = V_{s,h} + V_{c,h}$$

di mana :

$$V_{c,h} = 0, \quad \text{SK SNI. 3.14.6 - 1.4}$$

dan bila :

$$\frac{N_{n,k}}{A_g} > 0,1 \cdot f_c'$$

$$V_{c,h} = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\left( \frac{N_{n,k}}{A_g} \right) - 0,1 \cdot f_c} \cdot b_j \cdot h_c$$

Untuk menentukan luas total efektif dari tulangan geser horisontal yang melewati bidang kritis diagonal dan yang diletakkan di daerah lebar joint efektif ( $b_j$ )

tidak lebih kurang dari :

$$A_{j,h} = \frac{V_{s,h}}{f_y}$$

Adapun kuat geser vertikal yang dipikul oleh beton dapat dihitung sesuai dengan SK SNI. 3.14.6 - 6 sebagai berikut :

$$V_{s,h} = V_{j,h} - V_{c,v}$$

di mana :

$$V_{c,v} = A'_{s,c} \cdot \frac{V_{j,h}}{A_{s,c}} \cdot \left( 0,6 + \frac{N_{n,k}}{A_g \cdot f_c'} \right)$$

nilai  $A'_{s,c}$  dan  $A_{s,c}$  adalah luas tulangan longitudinal tarik dan tekan kolom.

Luas tulangan joint vertikal yang dibutuhkan dalam daerah lebar joint efektif ( $b_j$ ) adalah :

$$A_{j,v} = \frac{V_{s,v}}{f_y}$$

Tulangan geser joint vertikal ini harus terdiri dari tulangan kolom antara (*Intermediate Bars*) yang terletak pada bidang lentur antara ujung tulangan sisi luar atau terdiri dari sengkang pengikat vertikal atau tulangan vertikal khusus yang diletakkan dalam kolom dan dijangkarkan secukupnya untuk meneruskan gaya tarik yang disyaratkan ke dalam joint Jarak antara tulangan joint vertikal pada tiap bidang

balok yang menuju kejoint  $< 200$  mm dan minimum terdapat 1 (satu) buah tulangan kolom antara pada tiap sisi kolom

Sedangkan tulangan balok yang berakhir di dalam suatu kolom harus diteruskan hingga sisi muka terjauh dari inti kolom terkekang dan mempunyai panjang penyaluran yang cukup.

**Contoh Perhitungan 6.9 :**

Sebagai contoh yang diambil adalah beam column joint pada kolom As I - 2 :

**DATA BALOK :****- ARAH - X :**

$$M_{\text{kap. kiri}} = 446,56 \text{ kN.m}$$

$$L_{\text{ki}} = 4,5 \text{ m} \quad L_{\text{n.ki}} = 3,7 \text{ m}$$

$$M_{\text{kap. kanan}} = 689,99 \text{ kN.m}$$

$$L_{\text{ka}} = 7,0 \text{ m} \quad L_{\text{n.ka}} = 6,2 \text{ m}$$

**- ARAH - Y**

$$M_{\text{kap. kiri}} = 600,01 \text{ kN.m}$$

$$L_{\text{ki}} = 8,0 \text{ m} \quad L_{\text{n.ki}} = 7,2 \text{ m}$$

$$M_{\text{kap. kanan}} = 1003,68 \text{ kN.m}$$

$$L_{\text{ka}} = 8,0 \text{ m} \quad L_{\text{n.ka}} = 7,2 \text{ m}$$

**DATA KOLOM :**

$$- h_{\text{ka}} = 3,6 \text{ m.}$$

$$- h_{\text{kb}} = 3,6 \text{ m.}$$

$$- N_{\text{u.k}} = 5602,9 \text{ kN.}$$

**ANALISA GAYA-GAYA DALAM JOINT :****ARAH - X**

*Gaya Geser Kolom :*

SK SNI. 3.14.5 - 1.1

$$\begin{aligned} V_{\text{kol-x}} &= \frac{0,70 \cdot [(M_{\text{kap.ki}} \cdot L_{\text{ki}} / L_{\text{n.ki}}) + (M_{\text{kap.ka}} \cdot L_{\text{ka}} / L_{\text{n.ka}})]}{0,5 \cdot (h_{\text{k.a}} + h_{\text{k.b}})} \\ &= \frac{0,7 \cdot [(446,56 \cdot 4,5 / 3,7) + (689,99 \cdot 7,0 / 6,2)]}{0,5 \cdot (3,6 + 3,6)} \\ &= 257,082 \text{ kN.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_{ki} = T_{ki} &= 0,70 \cdot \frac{M_{kap.ki}}{Z_{ki}} \\
 &= 0,70 \cdot \frac{446,56}{0,475} = 658,09 \text{ kN.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_{ka} = C_{ka} &= 0,70 \cdot \frac{M_{kap.ka}}{Z_{ka}} \\
 &= 0,70 \cdot \frac{689,99}{0,475} = 1016,83 \text{ kN.}
 \end{aligned}$$

*Gaya geser horisontal* ditentukan dari persamaan :

$$\begin{aligned}
 V_{j.h-x} &= C_{ki} + T_{ka} - V_{kol-x} \\
 &= 658,09 + 1016,83 - 257,08 \\
 &= 1417,83 \text{ kN.}
 \end{aligned}$$

ARAH - Y :

*Gaya Geser Kolom :*

SK SNL 3.14.5 - 1.1

$$\begin{aligned}
 V_{kol-y} &= \frac{0,70 \cdot [ (M_{kap.ki} \cdot L_{ki} / L_{n.ki}) + (M_{kap.ka} \cdot L_{ka} / L_{n.ka}) ]}{0,5 \cdot (h_{k.a} + h_{k.b})} \\
 &= \frac{0,70 \cdot [ (600,01 \cdot 8,0 / 7,2) + (1003,68 \cdot 8,0 / 7,2) ]}{0,5 \cdot (3,6 + 3,6)} \\
 &= 346,48 \text{ kN.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_{ki} = T_{ki} &= 0,70 \cdot \frac{M_{kap.ki}}{Z_{ki}} \\
 &= 0,70 \cdot \frac{600,01}{0,475} = 884,23 \text{ kN.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_{ka} = C_{ka} &= 0,70 \cdot \frac{M_{kap.ka}}{Z_{ka}} \\
 &= 0,70 \cdot \frac{1003,68}{0,475} = 1479,11 \text{ kN.}
 \end{aligned}$$



*Gaya geser horizontal* ditentukan dari persamaan :

$$\begin{aligned} V_{j.h.-y} &= C.k_i + T.k_a - V.kol-y \\ &= 884,23 + 1479,11 - 346,48 \\ &= 2016,86 \text{ kN.} \end{aligned}$$

dipakai nilai  $V_{j.h}$  yang besar = 2016,86 kN.

### KONTROL TEGANGAN GESER HORIZONTAL MINIMUM

$$\begin{aligned} V_{j.v} &= \left( \frac{b_j}{h_c} \right) \cdot V_{J.h} \\ &= \left( \frac{700}{700} \right) \cdot 2016,86 = 2016,86 \text{ kN.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{j.h} &= \frac{V_{J.h}}{b_j \cdot h_c} \\ &= \frac{2016860}{700 \cdot 800} = 3,602 \text{ Nmm.} \end{aligned}$$

$$1,5 \cdot \sqrt{f_c'} = 1,5 \cdot \sqrt{30} = 8,22 \text{ Nmm.}$$

di mana :

$b_j$  = lebar efektif pertemuan diambil sebesar :

$$b_c > b_b \text{ maka } b_j \leq b_c = 800 \text{ mm.}$$

$$b_j \leq b_b + 0,5 h_c = 300 + (0,5 \cdot 800) = 700 \text{ mm.}$$

$$V_{j.h} = \frac{V_{J.h}}{b_c \cdot h_c} < 1,5 \cdot \sqrt{f_c'} \quad \text{ok} \quad \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.14.5 - 1.2}$$

**PENULANGAN GESER HORIZONTAL**

$$N_u = 5602,9 \text{ kN.}$$

$$\frac{N_u}{A_g} = \frac{5602,9}{800 \cdot 800} = 8,75 \text{ MPa.} > 0,1 \cdot \sqrt{f_c'} = 3,0 \text{ MPa.}$$

Jadi  $V_{ch}$  dihitung menurut rumus dari SK SNI. 3.14.6 - 1.4 :

$$\begin{aligned} V_{ch} &= \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\left( \frac{N_{u.k}}{A_g} \right) - 0,1 \cdot f_c' \cdot b_j \cdot h_c} \\ &= \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\left( \frac{5602900 \cdot 0,6}{800^2} \right) - 0,1 \cdot 30 \cdot 700 \cdot 800} = 895580 \text{ N.} \\ &= 895,50 \text{ kN.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{sh} &= V_{jh} - V_{ch} \\ &= 2016,86 - 895,50 \\ &= 1121,28 \text{ kN.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{jh} &= \frac{V_{sh}}{f_y} \\ &= \frac{1121280}{320} = 3504 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$

di gunakan sengkang rangkap D.14  $A_v = 4 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 14^2 = 616 \text{ mm}^2$

Jumlah lapis sengkang horisontal  $= \frac{3504}{616} = 6 \text{ buah.}$

**PENULANGAN GESER VERTIKAL**

$$\begin{aligned}
 V_{c.v} &= A_{s.c'} \cdot \frac{V_j.h}{A_{s.c}} \cdot \left[ 0,6 + \frac{N_n.k}{A_g \cdot f_c'} \right] \\
 &= 2016860 \cdot \left( 0,6 + \frac{0,6 \cdot 5602900}{800^2 \cdot 30} \right) = 1798700 \text{ N.} \\
 &= 1798,70 \text{ kN.}
 \end{aligned}$$

$$V_{j.v} = 2016,86 \text{ kN.}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s.v} &= V_{j.v} - V_{c.v} \\
 &= 2016,86 - 1798,70 = 218,18 \text{ kN.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{j.v} &= \frac{V_{s.v}}{f_y} \\
 &= \frac{218180}{320} = 682 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Tulangan kolom terpasang setiap sisi 6 - D.19 (  $A_s = 1701,2 \text{ mm}^2$  ).

*Kontrol jarak tulangan vertikal :*

$$S = \frac{800 - 2 \cdot (50 + 12) - 19}{6} = 110 \text{ mm.} > 40 \text{ mm} \quad (ok)$$

**TABEL 6.20 : ANALISA TEGANGAN GESER INTI JOINT ( sumbu - X )**

LANTAI	KOLOM	DIMENSI (cm x cm)	MOMEN KAPASITAS				M.kap.y KIRI (kN.m)	M.kap.y KANAN (kN.m)	Zki = Zka (m)	C.ki (kN)	T.ka (kN)	V.kol (kN)	GAYA GESER		KONTROL TEGANGAN	
			KIRI		KANAN								Vj.h (kN)	Vj.v (kN)	Vj.h min < 1,5.(fc <sup>0,5</sup> ) (N.mm)	(N.mm)
			M.kap (+) (kN.m)	M.kap (-) (kN.m)	M.kap (+) (kN.m)	M.kap (-) (kN.m)										
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	
Ll. 1	I-1	65 x 65	0,00	0,00	292,78	561,40	0,00	561,40	0,475	0,00	827,33	132,76	694,56	694,56	1,71	8,22
	I-2	80 x 80	292,78	561,40	446,58	689,99	446,56	689,99	0,475	658,09	1016,83	257,08	1417,83	1417,83	2,53	8,22
	I-5	80 x 80	446,58	689,99	600,01	1003,68	600,01	1003,68	0,475	884,23	1479,11	346,48	2016,86	2016,86	3,60	8,22
	I-8	80 x 80	600,01	1003,68	600,01	1003,68	600,01	1003,68	0,475	884,23	1479,11	346,48	2016,86	2016,86	3,60	8,22
	E-2	70 x 70	292,78	561,40	232,23	493,34	292,78	561,40	0,475	431,47	827,33	202,00	1056,79	1056,79	2,32	8,22
Ll. 2-3	I-1	65 x 65	0,00	0,00	292,78	561,40	0,00	561,40	0,475	0,00	827,33	132,76	694,56	694,56	1,71	8,22
	I-2	80 x 80	292,78	561,40	446,58	689,99	446,56	689,99	0,475	658,09	1016,83	257,08	1417,83	1417,83	2,53	8,22
	I-5	80 x 80	446,58	689,99	600,01	1003,68	600,01	1003,68	0,475	884,23	1479,11	346,48	2016,86	2016,86	3,60	8,22
	I-8	80 x 80	600,01	1003,68	600,01	1003,68	600,01	1003,68	0,475	884,23	1479,11	346,48	2016,86	2016,86	3,60	8,22
	E-2	70 x 70	292,78	561,40	232,23	493,34	292,78	561,40	0,475	431,47	827,33	202,00	1056,79	1056,79	2,32	8,22
Ll. 4-6	I-1	55 x 55	0,00	0,00	292,78	561,40	0,00	561,40	0,475	0,00	827,33	132,76	694,56	694,56	2,30	8,22
	I-2	70 x 70	292,78	561,40	446,58	689,99	446,56	689,99	0,475	658,09	1016,83	257,08	1417,83	1417,83	3,12	8,22
	I-5	70 x 70	446,58	689,99	600,01	1003,68	600,01	1003,68	0,475	884,23	1479,11	346,48	2016,86	2016,86	4,43	8,22
	I-8	70 x 70	600,01	1003,68	600,01	1003,68	600,01	1003,68	0,475	884,23	1479,11	346,48	2016,86	2016,86	4,43	8,22
	E-2	60 x 60	292,78	561,40	232,23	493,34	292,78	561,40	0,475	431,47	827,33	202,00	1056,79	1056,79	2,94	8,22
Ll. 7-8	I-1	50 x 50	0,00	0,00	292,78	561,40	0,00	561,40	0,475	0,00	827,33	132,76	694,56	694,56	2,78	8,22
	I-2	60 x 60	292,78	561,40	446,58	689,99	446,56	689,99	0,475	658,09	1016,83	257,08	1417,83	1417,83	3,94	8,22
	I-5	60 x 60	446,58	689,99	600,01	1003,68	600,01	1003,68	0,475	884,23	1479,11	346,48	2016,86	2016,86	5,60	8,22
	I-8	60 x 60	600,01	1003,68	600,01	1003,68	600,01	1003,68	0,475	884,23	1479,11	346,48	2016,86	2016,86	5,60	8,22
	E-2	55 x 55	292,78	561,40	232,23	493,34	292,78	561,40	0,475	431,47	827,33	202,00	1056,79	1056,79	3,49	8,22
Ll. 9	I-1	50 x 50	0,00	0,00	203,24	389,72	0,00	389,72	0,475	0,00	574,32	92,16	482,16	482,16	1,93	8,22
	I-2	60 x 60	203,24	389,72	310,12	479,16	310,12	479,16	0,475	457,02	706,13	178,53	984,62	984,62	2,74	8,22
	I-5	60 x 60	310,12	479,16	416,59	696,87	416,59	696,87	0,475	613,92	1026,97	240,56	1400,33	1400,33	3,89	8,22
	I-8	60 x 60	416,54	696,87	416,59	696,87	416,59	696,87	0,475	613,92	1026,97	240,56	1400,33	1400,33	3,89	8,22
	E-2	55 x 55	203,22	389,68	161,30	342,67	203,22	389,68	0,475	299,48	574,27	140,21	733,53	733,53	2,42	8,22

Keterangan Tabel 6.20 :

(4) s/d (7) Diperoleh dari (Tabel 6.3 dan Tabel 6.4)

(11)  $C_{ki} = T_{ki} = 0,7 \cdot M_{kap.ki} / Z_{ki}$

(12)  $T_{ki} = C_{ka} = 0,7 \cdot M_{kap.ka} / Z_{ka}$

(13)  $V_{kol} = 0,7 \cdot [(M_{kap.ki} \cdot L_{ki} / L_{n.ki}) + (M_{kap.ka} \cdot L_{ka} / L_{n.ka})] / 0,5 \cdot (h_{ka} + h_{kb})$

GAYA GESER

(14)  $V_{j.h} = C_{ki} + T_{ka} - V_{kol}$

KONTROL TEGANGAN GESER HORIZONTAL MINIMUM [  $V_{j.h} \min < 1,5 \cdot (f_c^{0,5})$  ]

(15)  $V_{j.v} = (b_j / h_c) \cdot V_{j.h}$

(16)  $V_{j.h} \min = V_{j.h} / (b_j \cdot h_c)$

Karena  $b_c > b_b$ , maka nilai  $b_j$  diambil yang minimum dari :

$b_j < b_c$

$b_j < b_b + 0,5 \cdot h_c$

**TABEL 6.21 : ANALISA TEGANGAN GESER INTI JOINT ( sumbu - Y )**

LANTAI	KOLOM	DIMENSI (cm x cm)	MOMEN KAPASITAS				M.kap.y KIRI (kN.m)	M.kap.y KANAN (kN.m)	Zki = Zka (m)	C.ki (kN)	T.ka (kN)	V.kol (kN)	GAYA GESER		KONTROL TEGANGAN	
			KIRI		KANAN								Vj.h (kN)	Vj.v (kN)	Vj.h min < 1,5.(fc <sup>0,5</sup> ) (N.mm)	(N.mm)
			M.kap (+) (kN.m)	M.kap (-) (kN.m)	M.kap (+) (kN.m)	M.kap (-) (kN.m)										
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	
Ll. 1	I-1	65 x 65	243,24	508,35	243,24	508,35	243,24	508,35	0,475	358,46	749,15	162,38	945,23	945,23	2,33	8,22
	I-2	80 x 80	600,01	1003,68	600,01	1003,68	600,01	1003,68	0,475	884,23	1479,11	346,48	2016,86	2016,86	3,60	8,22
	I-5	80 x 80	600,01	1003,68	600,01	1003,68	600,01	1003,68	0,475	1479,11	1479,11	346,48	2611,74	2611,74	4,66	8,22
	I-8	80 x 80	292,78	651,83	292,78	561,40	292,78	651,83	0,475	960,59	960,59	236,09	1685,09	1685,09	3,01	8,22
	E-2	70 x 70	191,97	370,58	600,01	1003,68	600,01	1002,68	0,475	1477,63	1477,63	362,46	2592,80	2592,80	5,70	8,22
Ll. 2-3	I-1	65 x 65	243,24	508,35	499,40	560,55	243,24	508,35	0,475	358,46	749,15	162,38	945,23	945,23	2,33	8,22
	I-2	80 x 80	600,01	1003,68	972,65	1091,75	600,01	1003,68	0,475	884,23	1479,11	346,48	2016,86	2016,86	3,60	8,22
	I-5	80 x 80	600,01	1003,68	1239,48	1340,66	600,01	1003,68	0,475	1479,11	1479,11	346,48	2611,74	2611,74	4,66	8,22
	I-8	80 x 80	292,78	651,83	1332,53	1441,31	292,78	651,83	0,475	960,59	960,59	236,09	1685,09	1685,09	3,01	8,22
	E-2	70 x 70	600,01	1002,68	841,73	944,80	600,01	1002,68	0,475	1477,63	1477,63	362,46	2592,80	2592,80	5,70	8,22
Ll. 4-6	I-1	55 x 55	243,24	508,35	499,40	560,55	243,24	508,35	0,475	358,46	749,15	162,38	945,23	945,23	3,12	8,22
	I-2	70 x 70	600,01	1003,68	972,65	1091,75	600,01	1003,68	0,475	884,23	1479,11	346,48	2016,86	2016,86	4,43	8,22
	I-5	70 x 70	600,01	1003,68	1239,48	1340,66	600,01	1003,68	0,475	1479,11	1479,11	346,48	2611,74	2611,74	5,74	8,22
	I-8	70 x 70	292,78	651,83	1332,53	1441,31	292,78	651,83	0,475	960,59	960,59	236,09	1685,09	1685,09	3,70	8,22
	E-2	60 x 60	600,01	1002,68	841,73	944,80	600,01	1002,68	0,475	1477,63	1477,63	362,46	2592,80	2592,80	7,20	8,22
Ll. 7-8	I-1	50 x 50	243,24	508,35	499,40	560,55	243,24	508,35	0,475	358,46	749,15	162,38	945,23	945,23	3,78	8,22
	I-2	60 x 60	600,01	1003,68	972,65	1091,75	600,01	1003,68	0,475	884,23	1479,11	346,48	2016,86	2016,86	5,60	8,22
	I-5	60 x 60	600,01	1003,68	1239,48	1340,66	600,01	1003,68	0,475	1479,11	1479,11	346,48	2611,74	2611,74	7,25	8,22
	I-8	60 x 60	292,78	651,83	1332,53	1441,31	292,78	651,83	0,475	960,59	960,59	236,09	1685,09	1685,09	4,68	8,22
	E-2	55 x 55	600,01	1002,68	841,73	944,80	600,01	1002,68	0,475	1477,63	1477,63	362,46	2592,80	2592,80	8,57	8,22
Ll. 9	I-1	50 x 50	243,24	508,35	243,24	508,35	243,24	508,35	0,475	358,46	749,15	162,38	945,23	945,23	3,78	8,22
	I-2	60 x 60	416,59	696,87	416,59	696,87	416,59	696,87	0,475	613,92	1026,97	240,56	1400,33	1400,33	3,89	8,22
	I-5	60 x 60	416,59	696,87	416,59	696,87	416,59	696,87	0,475	1026,97	1026,97	240,56	1813,37	1813,37	5,04	8,22
	I-8	60 x 60	416,59	696,87	416,59	696,87	416,59	696,87	0,475	1026,97	1026,97	274,78	1779,15	1779,15	4,94	8,22
	E-2	55 x 55	133,28	257,29	416,59	696,87	416,59	696,87	0,475	1026,97	1026,97	251,81	1802,12	1802,12	5,96	8,22

Keterangan Tabel 6.21 :

(4) s/d (7) Diperoleh dari (Tabel 6.3 dan Tabel 6.4)

(11) Cki = Tki = 0,7 .Mkap.ki / Zki

(12) Tki = Cka = 0,7 .Mkap.ka / Zka

(13) V.kol = 0,7 .[( Mkap.ki .L.ki/Ln.ki ) + ( Mkap.ka .L.ka/Ln.ka )] / 0,5 .( h.ka + h.kb )

GAYA GESER

(14) Vj.h = C.ki + T.ka - V.kol

KONTROL TEGANGAN GESER HORIZONTAL MINIMUM [ Vj.h min < 1,5 .(fc<sup>0,5</sup>) ]

(15) Vj.v = ( bj / hc ) . Vj.h

(16) Vj.h min = Vj.h / ( bj . hc )

Karena bc > bb, maka nilai bj diambil yang minimum dari :

bj < bc

bj < bb + 0,5 .hc

**TABEL 6.22 : DESAIN TULANGAN GESER INTI JOINT**

LANTAI	KOLOM	DIMENSI (cm x cm)	GAYA GESER MAKSIMUM		Nu.k rencana (kN)	Nu.k/Ag (MPa)	0,1 . fc' (MPa)	Vc.h (kN)	Vs.h (kN)	Aj.h (mm <sup>2</sup> )	JUMLAH LAPIS TULANGAN BEGEL HORIZONTAL TERPASANG	Vc.v (kN)	Vs.v (kN)	Aj.v min (N.mm)	JUMLAH TULANGAN BEGEL VERTIKAL TERPASANG
			Vj.h (kN)	Vj.v (kN)											
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Lt. 1	I-1	65 x 65	945,23	945,23	3078,0	7,29	3,00	560,64	384,59	1202	2 - D.14 GANDA	796,7	148,55	464	3 - D.25 TUNGGAL
	I-2	80 x 80	2016,86	2016,86	5602,9	8,75	3,00	895,58	1121,28	3504	6 - D.14 GANDA	1798,7	218,18	682	6 - D.19 TUNGGAL
	I-5	80 x 80	2611,74	2611,74	6969,1	10,89	3,00	1048,61	1563,13	4885	8 - D.14 GANDA	2515,0	96,70	302	6 - D.19 TUNGGAL
	I-8	80 x 80	2016,86	2016,86	5933,6	9,27	3,00	934,91	1081,94	3381	6 - D.14 GANDA	1833,4	183,46	573	6 - D.19 TUNGGAL
	E-2	70 x 70	2592,80	2592,80	3761,9	7,68	3,00	656,03	1936,77	6052	10 - D.14 GANDA	2219,2	373,59	1167	3 - D.25 TUNGGAL
Lt. 2-3	I-1	65 x 65	945,23	945,23	2737,8	6,48	3,00	505,24	439,99	1375	3 - D.14 GANDA	852,3	92,93	290	7 - D.25 TUNGGAL
	I-2	80 x 80	2016,86	2016,86	4938,0	7,72	3,00	810,71	1206,15	3769	7 - D.14 GANDA	1887,6	129,25	404	6 - D.19 TUNGGAL
	I-5	80 x 80	2611,74	2611,74	6145,2	9,60	3,00	959,25	1652,49	5164	9 - D.14 GANDA	2658,9	-47,12	-147	6 - D.19 TUNGGAL
	I-8	80 x 80	2016,86	2016,86	5237,0	8,18	3,00	849,92	1166,93	3647	6 - D.14 GANDA	1928,6	88,22	276	6 - D.19 TUNGGAL
	E-2	70 x 70	2592,80	2592,80	3307,2	6,75	3,00	587,35	2005,45	6267	11 - D.14 GANDA	2349,6	243,15	760	8 - D.25 TUNGGAL
Lt. 4-6	I-1	55 x 55	945,23	945,23	2044,6	6,76	3,00	390,99	554,24	1732	3 - D.14 GANDA	824,8	120,41	376	5 - D.25 TUNGGAL
	I-2	70 x 70	2016,86	2016,86	3639,9	7,43	3,00	638,32	1378,54	4308	7 - D.14 GANDA	1889,8	127,02	397	5 - D.19 TUNGGAL
	I-5	70 x 70	2611,74	2611,74	4480,0	9,14	3,00	751,80	1859,94	5812	10 - D.14 GANDA	2650,4	-38,68	-121	5 - D.19 TUNGGAL
	I-8	70 x 70	2016,86	2016,86	3864,8	7,89	3,00	670,60	1346,26	4207	7 - D.14 GANDA	1931,9	85,00	266	5 - D.19 TUNGGAL
	E-2	60 x 60	2592,80	2592,80	2436,2	6,77	3,00	465,82	2126,98	6647	11 - D.14 GANDA	2251,7	341,09	1066	8 - D.25 TUNGGAL
Lt. 7-8	I-1	50 x 50	945,23	945,23	1002,8	4,01	3,00	167,59	777,64	2430	4 - D.14 GANDA	693,5	251,71	787	4 - D.25 TUNGGAL
	I-2	60 x 60	2016,86	2016,86	1665,3	4,63	3,00	306,02	1710,84	5346	9 - D.14 GANDA	1521,1	495,76	1549	6 - D.19 TUNGGAL
	I-5	60 x 60	2611,74	2611,74	2042,5	5,67	3,00	392,43	2219,31	6935	12 - D.14 GANDA	2061,0	550,76	1721	7 - D.19 TUNGGAL
	I-8	60 x 60	2016,86	2016,86	1834,8	5,10	3,00	347,52	1669,34	5217	9 - D.14 GANDA	1552,8	464,10	1450	6 - D.19 TUNGGAL
	E-2	55 x 55	2592,80	2592,80	1172,2	3,88	3,00	188,65	2404,15	7313	12 - D.14 GANDA	1890,6	702,21	2194	5 - D.25 TUNGGAL
Lt. 9	I-1	50 x 50	945,23	945,23	221,3	0,89	3,00	0,00	945,23	2954	5 - D.14 GANDA	578,0	367,20	1147	4 - D.25 TUNGGAL
	I-2	60 x 60	1400,33	1400,33	347,8	0,97	3,00	0,00	1400,33	4376	8 - D.14 GANDA	865,6	534,76	1671	6 - D.19 TUNGGAL
	I-5	60 x 60	1813,37	1813,37	461,2	1,28	3,00	0,00	1813,37	5667	10 - D.14 GANDA	1131,6	681,79	2131	8 - D.19 TUNGGAL
	I-8	60 x 60	1779,15	1779,15	496,4	1,38	3,00	0,00	1779,15	5560	10 - D.14 GANDA	1113,5	665,66	2080	8 - D.19 TUNGGAL
	E-2	55 x 55	1802,12	1802,12	223,1	0,74	3,00	0,00	1802,12	5632	10 - D.14 GANDA	1102,2	699,91	2187	5 - D.25 TUNGGAL

Keterangan Tabel 6.22 :

(4),(5) Pilih yang terbesar dari (Tabel. 6.20) dan (Tabel 6.21)

(6) Nu.k rencana dari (Tabel. 6.13) tetapi tidak perlu lebih besar dari Nu.k max (Tabel 6.14)

\* Jika  $(Nu.k/Ag) < 0,1 \cdot f_c'$  maka  $V_{jh} = 0$

\* Jika  $(Nu.k/Ag) > 0,1 \cdot f_c'$  maka sesuai SK.SNI 3.14.6-1.4

(9)  $V_{ch} = 2/3 \cdot [(Nu.k/Ag) - (0,1 \cdot f_c')]^{0,5} \cdot b_j \cdot h_c$

(10)  $V_{s.h} = V_{j.h} - V_{c.h}$

(11)  $A_{j.h} = V_{s.h} / f_y$

(12)  $n = A_{j.h} / (4 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot D^2)$

dimana :

n = Jumlah lapis tulangan begel

horisontal

$f_y = 320$  MPa.

$f_c = 30$  MPa.

(13)  $V_{c.v} = A_{sc}' \cdot (V_{j.h} / A_{sc}) \cdot [0,6 + (Nu.k / (Ag \cdot f_c'))]$

(14)  $V_{s.v} = V_{j.v} - V_{c.v}$

(15)  $A_{j.v} = V_{s.v} / f_y$

(16) Jumlah tulangan vertikal terpasang pada joint perlu dikontrol terhadap jarak antar tulangan minimum (2.D)  
 $S = [B_k - 2 \cdot (\phi_{\text{begel } k} + d_c) - D] : N$

dimana :

- Bk = Lebar kolom

-  $\phi_{\text{begel } k}$  = Diameter begel kolom (= 12 mm)

- d<sub>c</sub> = Deking (= 50 mm)

- D = Diameter tulangan vertikal

## BAB VII

# PERENCANAAN BASEMENT

### VII.1. PERENCANAAN BASEMENT

Pelat basement terletak pada kedalaman -3,60 meter dari lantai satu dengan ketinggian muka air tanah dianggap sampai pada permukaan tanah.

#### VII.1.1 PERENCANAAN PELAT BASEMENT

Pelat basement direncanakan setebal 20 cm dengan pertimbangan bahwa pelat basement, menurut PPI 83, menerima beban hidup dari dua arah yang cukup besar yaitu kombinasi beban mati + beban hidup lantai parkir ( arah ke bawah ), dan kombinasi beban mati + beban akibat uplift air dari bawah ke atas.

♦ Data Perencanaan Basement

mutu beton ( $f_c'$ ) = 30 MPa.

mutu baja ( $f_y$ ) = 320 MPa.

## □ PEMBEBANAN PELAT BASEMENT

Beban - beban yang bekerja pada pelat basement meliputi beban mati dan beban hidup untuk ruang parkir dan akibat uplift air dari bawah.

a. Beban mati :

$$\text{- berat sendiri pelat} = 0,20 \times 2400 = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- spesi + tegel ( 5cm )} = 0,05 \times 2200 = 110 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{DL} = 590 \text{ kg/m}^2$$

b. Beban hidup :

$$\text{- PPI '83 , untuk parkir} \quad \text{LL} = 800 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{- Gaya Uplift} &= \gamma_w \times h \\ &= 1000 \times 3,6 = 3600 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

### Kombinasi pembebanan 1

(di mana uplift dianggap tidak bekerja),

$$\begin{aligned} q_{u1} &= 1,2.DL + 1,6.LL.k \quad (k = \text{koefisien kejut} = 1,2) \\ &= 1,2.590 + 1,6.800.1,2 \\ &= 2244 \text{ kg/m}^2 \text{ (arah ke bawah)} \end{aligned}$$

### Kombinasi pembebanan 2

(di mana lantai parkir dianggap kosong sedangkan uplift bekerja),

$$\begin{aligned} q_{u2} &= 1,2.DL - 1,6.UL \\ &= 1,2.590 - 1,6.3600 = 5052 \text{ kg/m}^2 \text{ (arah ke atas)} \end{aligned}$$



## □ PENULANGAN PELAT BASEMENT

Untuk penulangan pelat basement didasarkan kepada dua kondisi pembebanan di atas di mana tulangan bawah pada daerah lapangan direncanakan menerima beban dari atas, dan tulangan atas pada daerah lapangan direncanakan menerima beban dari bawah - sedangkan cara penulangannya sama dengan penulangan pelat lantai dan atap.

Tulangan susut dan suhu dipasang pada kedua arah bentang pelat ( arah x dan arah y ) dengan cara mendistribusikan tulangan susut dan suhu ke semua arah secara merata.

Diameter tulangan yang digunakan adalah D-12 dengan tebal decking = 40 mm seperti yang disyaratkan pada SK SNI T-15-1991 untuk beton yang langsung berhubungan dengan tanah atau cuaca.

$$\begin{aligned} - d \text{ untuk penulangan arah } x &= 200 - 40 - 12/2 \\ &= 154 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - d \text{ untuk penulangan arah } y &= 200 - 40 - 12 - 12/2 \\ &= 142 \text{ mm} \end{aligned}$$

Hasil penulangan pelat basement ini dapat dilihat pada Tabel 7.1.

## VII.1.2 PERENCANAAN DINDING BASEMENT

Dinding basement dimodelkan sebagai pelat yang terjepit pada keempat sisinya dan menerima beban lateral akibat tekanan tanah ke samping dan tekanan hidrostatik air, sedangkan penulangannya berdasarkan SK SNI T-15-1991.

SK SNI T-15-1991 pasal 3.7.5.3 menyebutkan bahwa tebal dinding basement dan dinding pondasi tidak boleh kurang dari 190 mm sehingga pada perencanaan dinding basement ini diambil tebal = 200 mm.

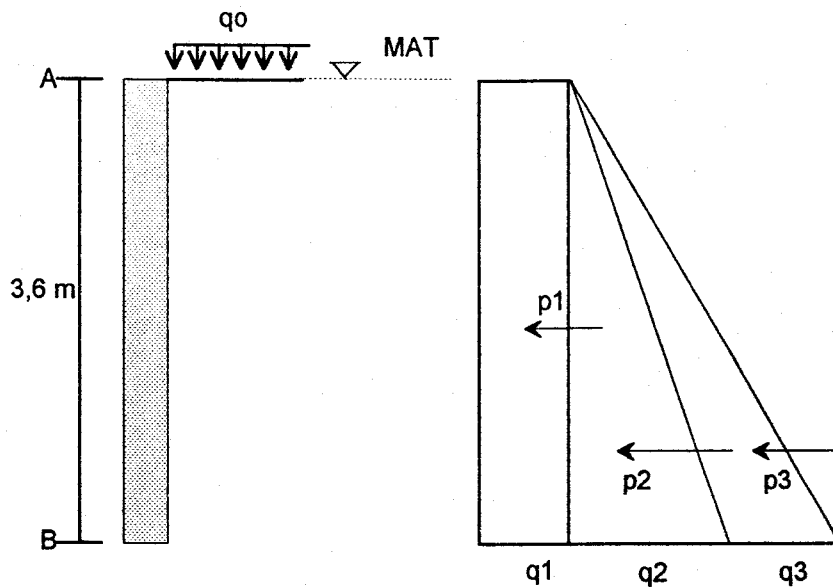
♦ Data Perencanaan Dinding Basement :

- mutu beton ( $f_c'$ )	= 30	Mpa
- mutu baja ( $f_y$ )	= 320	Mpa
- $\gamma$ .tanah ( $\gamma_t$ )	= 1810	kg/m <sup>3</sup>
- $\gamma$ .air ( $\gamma_w$ )	= 1000	kg/m <sup>3</sup>
- q pada permukaan tanah ( $q_0$ )	= 400	kg/m <sup>2</sup>
- muka air tanah tertinggi (MAT)	= 0	m
- tebal dinding basement	= 200	mm
- tebal decking	= 40	mm
- diameter tulangan rencana	= 12	mm
- tinggi efektif ( $d$ ) dinding basement		
d penulangan arah x	= 200 - 40 - (12 . 0,5)	= 154 mm
d penulangan arah y	= 200 - 40 - 12 - (12 . 0,5)	= 142 mm

♦ Parameter-parameter tanah

- sudut geser dalam ( $\phi$ )  $= 8,5^\circ$
- koef. tekanan tanah aktif ( $k_a$ )  $= \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$   
 $= \operatorname{tg}^2 ( 45 - 8,5/2 )$   
 $= 0,74$
- specific gravity ( $G_s$ )  $= 2,63$
- angka pori ( $e$ )  $= 1,02$
- $\gamma_{\text{sub}} = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$   $= 1806,93$
- $\gamma_{\text{sat}} = \frac{(G_s + e) \gamma_w}{(1 + e)}$   $= 806,93$

## VII.1.2.1 PERHITUNGAN PEMBEBANAN



$$q_1 = q_0 \cdot K_a = 400 \times 0,74 = 296 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = \gamma_{\text{sub}} \cdot K_a \cdot h = 806,93 \times 0,74 \times 3,6 = 2149,66 \text{ kg/m}^2$$

$$q_3 = \gamma_w \cdot h = 1000 \times 3,6 = 3600 \text{ kg/m}^2$$

$$p_1 = q_1 \cdot h = 296 \times 3,6 = 1065,6 \text{ kg}$$

$$p_2 = 1/2 \cdot q_2 \cdot h = 1/2 \times 1791,38 \times 3,6 = 3224,48 \text{ kg}$$

$$p_3 = 1/2 \cdot q_3 \cdot h = 1/2 \times 3000 \times 3,6 = 5400 \text{ kg}$$

Perhitungan reaksi tumpuan dan kontrol geser

Dengan menganggap dinding basement sebagai bentang A - B statis tak tentu yang dibebani gaya-gaya P1, P2, dan P3, maka dengan bantuan paket program *SAP 90* didapat reaksi-reaksi tumpuan sebagai berikut :

$$V_a = 3407,63 \text{ kg}$$

$$V_b = 6282,45 \text{ kg}$$

Kekuatan geser beton

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,6 \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \\ &= 0,6 \cdot 1/6 \cdot \sqrt{30} \cdot 1000 \cdot 142 \\ &= 77776,6 \text{ N} = 7777,66 \text{ kg}\end{aligned}$$

Jadi tidak diperlukan tulangan geser untuk dinding !

**VII.1.2.2 PENULANGAN LENTUR DINDING BASEMENT**

Momen-momen tumpuan dan lapangan pada dinding basement dihitung dengan menggunakan koefisien momen PBI'71, dimana dinding dianggap sebagai pelat yang terjepit elastis pada keempat sisinya.

Cara penulangan dinding basement sama dengan cara penulangan untuk pelat atap, dengan pemasangan tulangan susut dan suhu sebesar 0,2 % dari luas tulangan perlu yang disebarkan merata pada kedua arah.

Hasil penulangan dinding basement ini dilampirkan pada tabelkan 7.2.

**TABEL 7.1. : PERHITUNGAN TULANGAN PELAT LANTAI BASEMENT**

$f_c' = 30 \text{ MPa}$

$f_y = 320 \text{ MPa}$

tebal basement = 20 cm.

$q_u \text{ basement} = 3600 \text{ kg/m}^2$ .

TIPE PELAT	Lx (m)	Ly (m)	X	DAERAH	Mu (N.mm)	d (mm)	Rn	$\rho$	$\rho \text{ pakai}$	Tulangan pokok			Tulangan susut & suhu		
										As perlu (mm <sup>2</sup> )	Tulangan terpasang	As ada (mm <sup>2</sup> )	As perlu (mm <sup>2</sup> )	Tulangan terpasang	As ada (mm <sup>2</sup> )
A	4,0	4,5	46	TUMPUAN -x	2,65E+07	154	1,397	0,0045	0,0045	692	D.12 - 125	905	400	D.12 - 250	453
			46	LAPANGAN-x	2,65E+07	154	1,397	0,0045	0,0045	692	D.12 - 125	905	400	D.12 - 250	453
			38	TUMPUAN -y	2,77E+07	142	1,717	0,0056	0,0056	790	D.12 - 125	905	400	D.12 - 250	453
			38	LAPANGAN-y	2,77E+07	142	1,717	0,0056	0,0056	790	D.12 - 125	905	400	D.12 - 250	453
B	4,0	4,0	36	TUMPUAN -x	2,07E+07	154	1,093	0,0035	0,0044	674	D.12 - 125	905	400	D.12 - 250	453
			36	LAPANGAN-x	2,07E+07	154	1,093	0,0035	0,0044	673	D.12 - 125	905	400	D.12 - 250	453
			36	TUMPUAN -y	2,07E+07	142	1,285	0,0041	0,0044	621	D.12 - 125	905	400	D.12 - 250	453
			36	LAPANGAN-y	2,07E+07	142	1,285	0,0041	0,0044	621	D.12 - 125	905	400	D.12 - 250	453
C	3,5	4,0	46	TUMPUAN -x	2,03E+07	154	1,069	0,0034	0,0044	674	D.12 - 125	905	400	D.12 - 250	453
			46	LAPANGAN-x	2,03E+07	154	1,069	0,0034	0,0044	673	D.12 - 125	905	400	D.12 - 250	453
			38	TUMPUAN -y	2,19E+07	142	1,357	0,0044	0,0044	621	D.12 - 125	905	400	D.12 - 250	453
			38	LAPANGAN-y	2,19E+07	142	1,357	0,0044	0,0044	621	D.12 - 125	905	400	D.12 - 250	453

Keterangan Tabel 7.1. :

(2),(3)  $L_x, L_y$  = Jarak bentang dari as ke as (lihat denah pelat)

(4)  $X$  = Koefisien momen dari tabel 13.3.2 PBI '71

(6)  $M_u (x \text{ atau } y) = (0,001 \cdot X) \cdot q_u \text{ base} \cdot L(x \text{ atau } y)^2$

(7) ....  $dx = 200 - 40 - (12:2) = 154 \text{ mm}$

$dy = 200 - 40 - 12 - (12:2) = 142 \text{ mm}$

(8)  $R_n = M_n / (b \cdot d^2)$

(9)  $\rho = (0,85 \cdot f_c' / f_y) \cdot [1 - (1 - (2,353 \cdot R_n / f_c'))^{0,5}]$

(10)  $\rho \text{ pakai}$  dipilih yang terbesar antara  $\rho$  dengan  $\rho_{\min}$

(11)  $As_{\text{perlu}} = \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d$

(14) Tulangan susut :

$As_{\text{perlu}} = 0,002 \cdot b \cdot \text{tebal pelat}$

## BAB VIII

# PERENCANAAN PONDASI

Perencanaan pondasi yang akan dibahas dalam bab ini meliputi jumlah tiang pancang yang diperlukan, perencanaan poer (pile cap), dan perencanaan sloof (tie beam).

### VIII.1 DATA-DATA TANAH

Data-data tanah pada perencanaan pondasi ini diambil sesuai dengan hasil penyelidikan tanah dilapangan. Adapun data-data yang telah tersedia adalah data sondir ringan .

Dari hasil penyelidikan tanah sondir ini, dapat diketahui jenis tanah yang ada, jumlah hambatan pelekat, harga conus ( sondir ).

Pondasi pada gedung ini direncanakan dengan pondasi tiang pancang dengan tiang pancang yang sudah ada dipasaran yaitu tiang pancang produksi Wijaya Karya.

Dari data sondir dapat diketahui bahwa pada kedalaman 22 m telah didapatkan daya perlawanan ujung konus yang cukup besar dengan JHP ( Jumlah Hambatan Pelekat ) yang telah memadai. Oleh karena itu, untuk dapat menghasilkan

daya dukung suatu pondasi tiang pancang yang optimum, maka pemancangan tiang direncanakan sampai pada kedalaman 22 m.

## VIII.2 PERENCANAAN JUMLAH PONDASI TIANG

Gedung ini direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang sebab jenis tanah dibawahnya adalah lempung lembek yang sangat kohesif, sehingga daya dukung berdasarkan kekuatan desak tanah saja tidak bisa diharapkan.

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal yakni daya dukung desak pada ujung tiang ( harga conus ) dan pengaruh lekatan ( cleef ) disekeliling tiang dimana untuk keadaan tanah lempung lembek yang sangat kohesif, pengaruh lekatan lebih dominan dari harga konus.

### VIII.2.1 DAYA DUKUNG TIANG

Daya dukung suatu tiang harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan dan kekuatan tanah tempat tiang ditanam, dimana daya dukung tiang berdasarkan kekuatan tanah dihitung berdasarkan data hasil sondir. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang.



**DAYA DUKUNG TIANG PANCANG YANG BERDIRI SENDIRI**

Schmertman (1978), menganjurkan perhitungan daya dukung ujung menurut cara Begemann, yaitu diambil nilai rata-rata perlawanan ujung sondir 8.D di atas ujung tiang dan 0,7D - 4.D di bawah ujung tiang. ( D = diameter tiang ).

$$Q_p = \frac{0,5 \cdot (q_{c1} + q_{c2}) + q_{c3}}{2} \cdot A_p$$

di mana :

$Q_p$  = daya dukung pondasi di ujung tiang

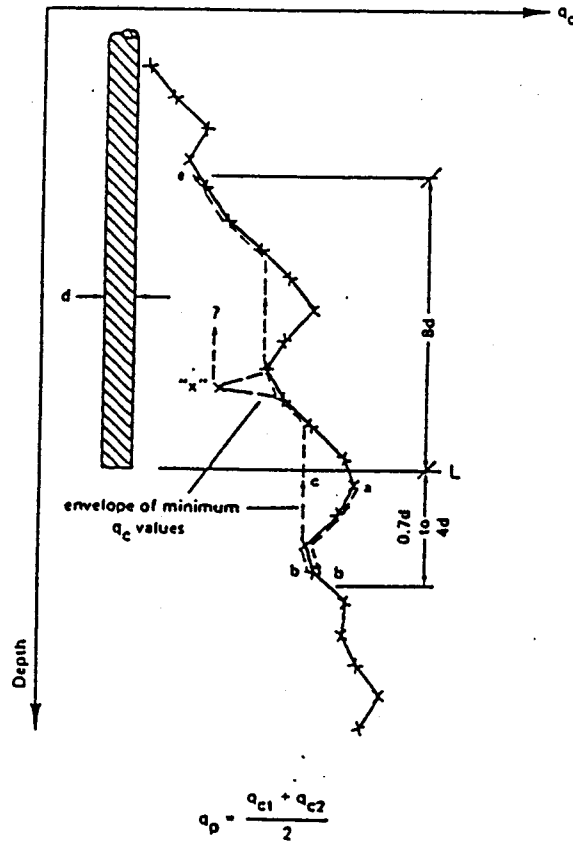
$q_{c1}$  = nilai conus rata-rata di bawah ujung pondasi tiang yang berjarak 0,7D s/d 4.D (*arah a - b pada Gambar 8.1*)

$q_{c2}$  = nilai conus minimum rata-rata di bawah ujung pondasi tiang yang berjarak 4.D s/d 0,7.D (*arah b - c pada Gambar 8.1*)

$q_{c3}$  = nilai conus. rata-rata di atas ujung pondasi tiang yang berjarak 0 - 8D (*arah c - e pada Gambar 8.1*)

$A_p$  = luas proyeksi penampang tiang

Secara skematis digambar sebagai berikut :



Gambar 8.1: PROSEDUR PERHITUNGAN UNIT TAHANAN UJUNG TIANG

( Sumber : Schmertmann, 1978 )

Bila zone tanah lembek di bawah tiang masih terjadi pada kedalaman 4D-10D maka perlu dilakukan reduksi terhadap nilai rata-rata tersebut. Pada umumnya nilai perlawanan ujung diambil tidak melebihi 150 kg/cm<sup>2</sup> untuk tanah pasir dan tidak melebihi 100 kg/cm<sup>2</sup> untuk tanah pasir kelanauan. Formula untuk menghitung daya

dukung selimut pada pondasi dalam / tiang yang diperkenalkan oleh Schmertmann dan Nottingham (1975) menganjurkan cara perhitungan sebagai berikut :

$$Q_s = K_{s,c} \cdot \left[ \sum_{z=0}^{8d} \frac{z}{8.D} \cdot f_s \cdot A_s + \sum_{z=8d}^L f_s \cdot A_s \right]$$

di mana :

$K_{s,c}$  = Faktor koreksi  $f_s$  ( $K_c$  = faktor koreksi untuk tanah lempung dan

$K_s$  = faktor koreksi untuk tanah pasir, ditentukan dari Gambar 8.2 )

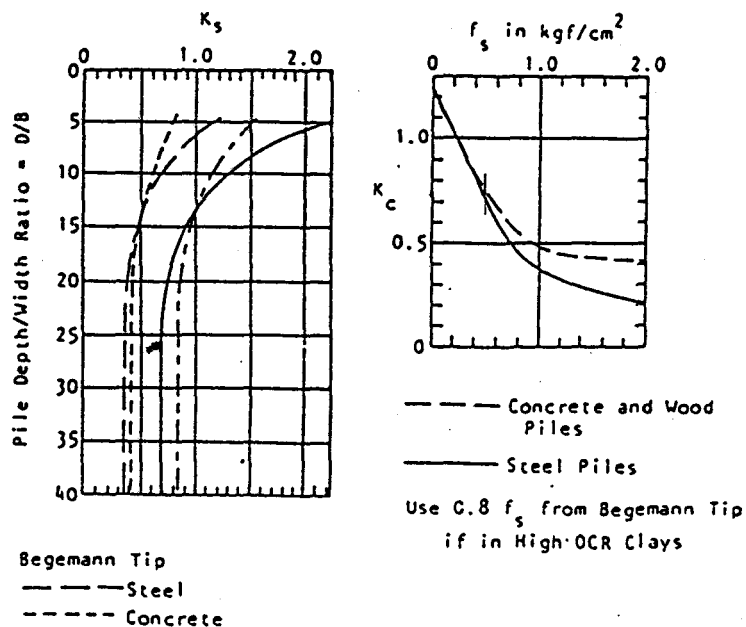
$z$  = kedalaman di mana  $f_s$  diambil

$f_s$  = lekatan tanah setempat yang didapatkan dari test sondir.

$D$  = diameter tiang

$A_s$  = luas bidang kontak tiap interval kedalaman  $f_s$

$L$  = panjang total tiang terbenam.



Gambar 8.2 : KOREKSI GESEKAN PADA SELIMUT

Apabila tanah terdiri dari berbagai lapisan pasir dan lempung, Schmertmann menganjurkan untuk menghitung daya dukung setiap lapisan secara terpisah. Namun perlu diingat bahwa nilai  $K$  s,c pada persamaan di atas dihitung berdasarkan kedalaman tiang. Nilai  $f_s$  dibatasi hingga  $1,2 \text{ kg/cm}^2$  untuk tanah pasir dan  $1,0 \text{ kg/cm}^2$  untuk tanah pasir kelanauan.

Daya dukung ultimate dari satu tiang yang berdiri sendiri didapat dari penjumlahan kedua kondisi diatas.

$$Q_{ult} = Q_c + Q_s$$

di mana :

- $Q_{ult}$  = daya dukung ultimate satu tiang berdiri sendiri
- $Q_c$  = daya dukung akibat perlawanan ujung
- $Q_s$  = daya dukung akibat lekatan sepanjang keliling tiang.

Daya dukung ijin dari suatu tiang yang berdiri sendiri adalah daya dukung satu tiang dibagi dengan suatu angka keamanan ( Safety Factor )  $SF = 3$

$$\begin{aligned} Q_{ijin} &= \frac{Q_{ult}}{3} \\ &= P_{ijin} \end{aligned}$$

Menentukan daya dukung ijin satu tiang pancang berdiri sendiri, di mana direncanakan tiang pancang bulat  $\phi$  50 cm dan dipancang sampai kedalaman 22 m.

Data test sondir terlampir.

### BERDASARKAN DAYA DUKUNG TANAH

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s$$

$$Q_{ijin} = \frac{Q_{ult}}{SF}$$

Daya dukung pondasi di ujung tiang :

$$- Q_p = \frac{0,5 (q_{c1} + q_{c2}) + q_{c3}}{2} \cdot A_p$$

di mana :

$$4 D = 4 \times 50 = 200 \text{ cm} = 2,0 \text{ m}$$

$$8 D = 8 \times 50 = 400 \text{ cm} = 4,0 \text{ m}$$

$$q_{c1} = \frac{195 + 225 + 245 + 250 + 250}{5} = 233 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{c2} = \frac{200 + 195}{2} = 197,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{c3} = \frac{28 + 30 + 35 + 175 + 100 + 130 + 170}{7} = 81,14 \text{ kg/cm}^2$$

Jadi :

$$\begin{aligned} - Q_p &= \frac{0,5 (233 + 197,5) + 81,14}{2} \cdot 0,25 \pi \cdot 50^2 = 290980 \text{ kg} \\ &= 290,98 \text{ ton.} \end{aligned}$$

Daya dukung pondasi di sekeliling tiang :

Dari hasil analisa sondir diketahui  $JHP = 800 \text{ kg/cm}$

$$Q_s = K_c \cdot [f_s \cdot (\pi \cdot 8 \cdot D^2) + f_s \cdot (\pi \cdot D \cdot (L - 8 \cdot D))]$$

di mana :

$$f_s = \frac{JHP}{L} = \frac{800}{2200} = 0,36 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_c = 0,85 \text{ (diperoleh dari Gambar 8.2 jenis tanah lempung)}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= 0,85 [0,36 (\pi \cdot 50 \cdot 400) + 0,36 (\pi \cdot 50 \cdot (2200 - 400))] \\ &= 105746 \text{ kg} = 105,75 \text{ ton} \end{aligned}$$

Jadi daya dukung 1 (satu) tiang pancang adalah :

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= Q_p + Q_s \\ &= 290,98 + 105,75 = 396,73 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$Q_{ijin} = \frac{Q_{ult}}{3} = \frac{396,73}{3} = 132,24 \text{ ton (P.ijin)}$$

**DAYA DUKUNG BERDASARKAN KEKUATAN TIANG PANCANG**

Tiang pancang yang digunakan adalah tiang pancang produksi WIKA Type

500 B dengan spesifikasi bahan seperti pada brosur (terlampir).

$$Q_{ult} \text{ 1 tiang} = 163.08 \text{ Ton}$$

$$M_{ult} \text{ 1 tiang} = 15000 \text{ kg m}$$

### DAYA DUKUNG TIANG DALAM KELOMPOK

Daya dukung satu tiang dalam kelompok didapat dari daya dukung satu tiang yang berdiri sendiri dikalikan dengan suatu faktor efisiensi (Eff) yang dihitung dengan rumus :

$$P.\text{ijin 1 tiang} = P.\text{ijin 1 tiang berdiri sendiri} \times \text{Eff}$$

sedangkan faktor efisiensi tiang pancang gesekan dalam kelompok menurut JOSEPH.

E. BOWELS menyarankan dihitung dengan persamaan Converse-Labarre :

$$\text{Eff} = 1 - \phi \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn}$$

di mana :

$\phi$  = arc tg ( D/s ) dalam derajat

D = diameter tiang pancang.

s = jarak antara tiang pancang

m = jumlah baris

n = jumlah tiang dalam satu baris

### **VIII.2.2 BEBAN MAKSIMUM TIANG**

Untuk menentukan jumlah tiang pancang dalam satu pile group, maka perlu diketahui beban total maksimum yang harus diterima oleh satu tiang.

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam kelompok tiang dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen-momen yang bekerja pada tiang.

Rumus yang dapat digunakan :

$$P_{\max} = \frac{\sum N_k}{n} + \frac{M_{kx} \cdot Y_{\max}}{\sum y^2} + \frac{M_{ky} \cdot X_{\max}}{\sum x^2} \leq P_{\text{ijin}}$$

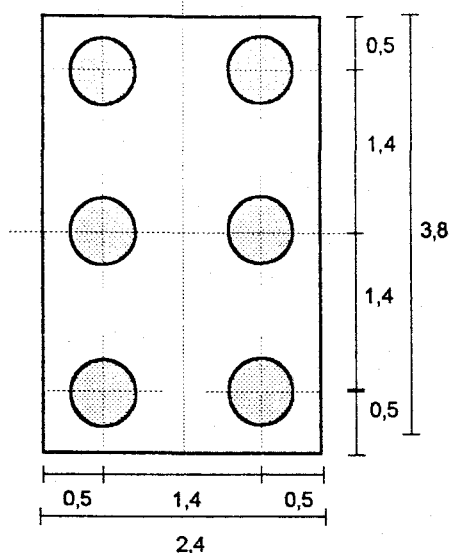
di mana :

- $P_{\text{ijin}}$  = daya dukung ijin 1 tiang dalam kelompok
- $P_{\max}$  = beban maximum yang diterima 1 tiang pancang
- $\sum N_k$  = jumlah total beban aksial yang bekerja pada tiang ( termasuk berat poer )
- $M_{kx}$  = momen yang terjadi pada arah x
- $M_{ky}$  = momen yang terjadi pada arah y
- $n$  = banyaknya tiang dalam kelompok tiang
- $X_{\max}$  = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
- $Y_{\max}$  = ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
- $\sum x^2$  = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang
- $\sum y^2$  = jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang



**Contoh Perhitungan 8.1. :**

Perencanaan pondasi tiang pancang PC. I-2 ( lantai basement ), dengan data-data sebagai berikut akibat beban kerja + gempa :



Diameter tiang pancang = 0,5 m

$$N.k = 430,78 \text{ ton}$$

$$M.kx = 114,66 \text{ t.m}$$

$$M.ky = 35,47 \text{ t.m}$$

$$V.k = 33,01 \text{ ton}$$

$$\sum x = 6 \times 0,7^2 = 11,76$$

$$\sum y = 4 \times 1,4^2 = 7,84$$

Untuk memikul beban aksial dan momen, maka jumlah tiang direncanakan sebanyak 6 buah tiang yang masing-masing berdiameter 50 cm dengan poer ( pile cap)

$$\begin{aligned} \text{Effisiensi} &= 1 - \phi \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \\ &= 1 - \text{arc.tg} \frac{50}{140} \cdot \frac{(2-1)3 + (3-1)2}{90 \cdot 3 \cdot 2} = 0,745 \end{aligned}$$

$$P \text{ ijin 1 tiang pancang berdiri sendiri} = 132,24 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} P \text{ ijin} &= \text{Eff} \times P \text{ ijin 1 tiang berdiri sendiri} \\ &= 0,745 \times 132,24 = 98,55 \text{ ton.} \end{aligned}$$

Gaya normal rencana yang bekerja pada pondasi tiang pancang adalah :

$$\text{- beban bangunan} = 430,78 \text{ ton}$$

$$\text{- beban pile cap diasumsikan } 5 \% \cdot N = 21,54 \text{ ton}$$

$$N.k = 452,32 \text{ ton}$$

Beban P maksimum 1 tiang pancang :

$$P_{\max} = \frac{\sum N.k}{n} + \frac{M.kx \cdot Y_{\max}}{\sum y^2} + \frac{M.ky \cdot X_{\max}}{\sum x^2}$$

$$= \frac{452,32}{7} + \frac{114,66 \times 1,40}{7,84} + \frac{35,47 \times 0,7}{11,76}$$

$$= 97,97 \text{ ton} < P_{\text{ijin}} = 98,55 \text{ ton} \dots\dots\dots \text{Ok}$$

### VIII.2.3 PENGARUH GAYA LATERAL (HORIZONTAL)

Tiang pancang harus mampu menerima gaya tekan aksial dan momen akibat gaya horisontal dengan cara mengubah gaya horisontal menjadi momen tambahan yang bekerja pada tiang pancang. Momen yang terjadi akibat gaya horisontal ini harus dicek terhadap kekuatan bending dari tiang pancang yang digunakan.

Untuk mendapatkan momen akibat gaya horisontal ini, dapat digunakan rumus-rumus yang terdapat pada buku Pedoman Perencanaan Untuk Beton Bertulang dan Struktur Tembok Bertulang untuk Gedung tahun 1983 pada lampiran B.

PPUSBBTBG'83 menyebutkan bahwa tiang pancang dapat dibedakan antara tiang pendek dan tiang panjang. Tiang disebut tiang panjang jika panjang tiang yang ada lebih besar daripada 12 m atau lebih besar dari panjang penunjang, yaitu panjang yang diperlukan oleh tiang untuk menyalurkan momen luar  $M$  dan beban horisontal  $H$  akibat beban kerja dari atas tiang ke tanah sekelilingnya tanpa melampaui tegangan lateral yang diijinkan.

Panjang penunjang  $L$  dapat dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

$$L = 1,44 \cdot \sqrt[3]{\frac{M_o}{R}} \quad (\text{untuk tiang persegi})$$

atau dapat ditentukan dengan menggunakan grafik pada gambar 8 - 2 ( khusus untuk tiang pendek ) buku Pedoman Perencanaan Struktur Beton Bertulang Biasa dan Struktur Tembok bertulang untuk gedung 1983.

di mana :

- $L$  = panjang penunjang tiang
- $M_o$  = momen luar pada ujung tiang dalam kg m/m
- $R$  = tegangan tanah lateral yang diijinkan  
= 1500 kg/cm/m ( untuk tanah lempung lunak )

Karena rencana pemancangan tiang sampai kedalaman 22 m (  $> 12$  m ), maka tiang adalah tiang panjang sehingga metode perhitungannya mengikuti pasal B.4. buku PPUSBBSTBG'83.

**Langkah - langkah perhitungan momen akibat gaya lateral :**

1. Pilih gaya lateral terbesar antara  $V.k_x$  dan  $V.k_y$  sebagai gaya lateral rencana.
2. Hitung siatu nilai  $K_y$  dengan rumus :

$$K_y = \frac{H_o}{C_r \cdot D}$$

di mana :

-  $H_o$  = gaya lateral rencana per diameter tiang ( kg/m )

$$= \frac{V.k}{N \cdot D}$$

-  $C_r$  = kekuatan kohesi rencana ( kg/m<sup>2</sup> )

$$= 0,5 C_u$$

-  $C_u$  = kekuatan kohesi tanah lempung

-  $D$  = diameter tiang yang digunakan ( m )

3. Dari grafik 8.1. untuk tiang yang tertahan pada ujung ( nilai  $e/D = 0$  ), dan harga

$K_y$  yang telah dihitung, didapat harga  $K_x$

4. Hitung momen akibat gaya lateral per diameter tiang (  $M_{uo}$  ) dengan rumus :

$$M_o = K_x \cdot C_r \cdot D^3 \leq M_{ijin \text{ tiang}} \quad \text{.....} \quad ok$$

**Contoh Perhitungan 8.2 :**

Adapun contoh perhitungan untuk mendapatkan momen akibat gaya lateral pada tiang pondasi PC. I-2 adalah sebagai berikut :

Beban-beban yang bekerja pada ujung kolom :

$$- N.k = 430,78 \text{ ton}$$

$$- V.kx = 33010 \text{ kg}$$

$$- V.ky = 33010 \text{ kg}$$

pilih gaya lateral yang terbesar !!

Kekuatan tiang pancang WIKA type 500 B ( brosur )

$$- P. \text{ ijin} = 163,08 \text{ ton}$$

$$- M. \text{ ijin} = 15000 \text{ kg m}$$

1. Beban horisontal rencana pondasi tiap diameter tiang

$$H_o = \frac{V.k}{N \cdot D} = \frac{33010}{6 \cdot 0,5} = 11003,33 \text{ kg/m}$$

2. Hitung harga  $K_y$

$$K_y = \frac{H_o}{C_r \cdot D} = \frac{11003,33}{550 \cdot 0,5} = 40,01$$

di mana :

$$- C_r = 0,5 \times C_u = 0,5 \times 1100 = 550 \text{ kg/m}^2$$

3. Menentukan harga  $K_x$ , dari grafik 8.1 untuk nilai  $e/D = 0$  dan  $K_y = 40,01$

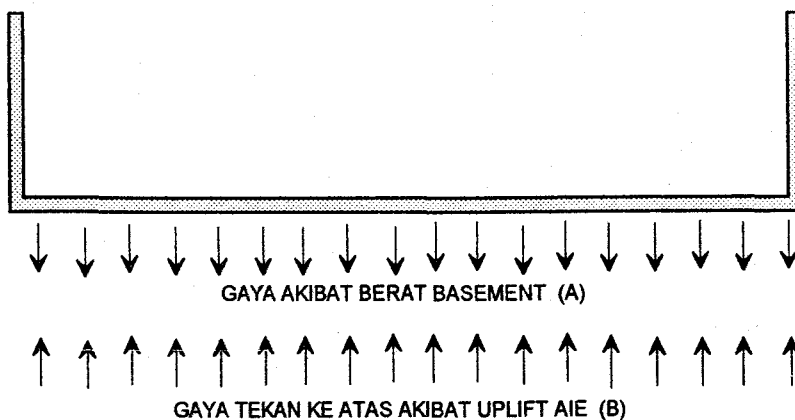
diperoleh harga  $K_x = 72,20$

4 Jadi momen akibat gaya lateral

$$M_o = K_x \cdot C_r \cdot D^2 = 72,20 \times 1100 \times 0,5^2$$

$$= 9930 \text{ kg.m} < M_{\text{ijin tiang}} = 15000 \text{ kg.m} \dots\dots\dots \text{ok}$$

Kontrol Gaya Uplift Pada Pondasi (sebelum bangunan atas dibangun) :



Dari perhitungan di atas dan lampiran didapat jumlah tiang pancang secara keseluruhan adalah 262 buah dan berat basement adalah sebagai berikut :

$$A = [ ((8 \times 4 \times 4,5) + (4 \times 16 \times 11,5) + (8 \times 8) + (4 \times 24 \times 3,6) + (8 \times 4,5 \times 3,6) ] \times 590 \text{ kg/m}^2$$

$$= 956272 \text{ kg} = 956,272 \text{ ton}$$

$$B = [ ((8 \times 4 \times 4,5) + (4 \times 16 \times 11,5) + (8 \times 8) ) \times 1000 \times 3,6$$

$$= 1425600 \text{ kg} = 1425,6 \text{ ton.}$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} - \text{ Gaya yang dipikul oleh 1 (satu) tiang } (a) &= \frac{(1425,6 - 956,272)}{262} \cdot \\ &= 1,791 \text{ ton.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Tahanan rekatan oleh 1 (satu) tiang } (b) &= \pi \cdot D \cdot JHP \\ &= \pi \cdot 50 \cdot 0,8 = 20 \text{ ton.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kontrol tiang dari JHP terhadap gaya uplift} &= \frac{b}{a} = \frac{20}{1,791} \\ &= 11,17 >>> (SF = 5) \end{aligned}$$

Jadi tiang pancang mampu untuk menahan gaya uplift sebelum bangunan atas dibangun ..... (ok !)



**TABEL 8.1 : KONTROL PADA TIANG PANCANG TERHADAP GAYA YANG BEKERJA**

Asumsi berat poer = 5 % . N.k  
Diameter tiang = 50 cm

Tiang panjang yang digunakan adalah produk WIKA (tipe B).  
dengan : . P ijin = 163,08 ton dan M ijin (saat crack) = 15,00 t.m

PILE CAP	GAYA YANG BEKERJA				Jumlah Tiang Pancang	[ m ]	[ n ]	S.ada (m)	Eff	sig.(X <sup>2</sup> )	sig.(Y <sup>2</sup> )	P.max (ton)	P. ijin (ton)	Ky	Kx	Mo (t.m)	M.ijin (t.m)	Ket :
	N.k (ton)	M.kx (t.m)	M.ky (t.m)	V.k (ton)														
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
PC.I-1	234,66	115,20	35,53	27,73	5	3,0	2,0	1,25	0,717	6,25	6,25	79,43	94,87	40,33	85,50	11,76	15,0	ok
PC.I-2	430,78	114,66	35,47	33,01	6	3,0	2,0	1,40	0,745	11,76	7,84	97,97	98,55	40,01	72,20	9,93	15,0	ok
PC.I-5	538,55	113,49	43,08	28,59	8	5,0	2,0	1,25	0,685	9,38	28,13	86,52	90,60	25,99	42,20	5,80	15,0	ok
PC.I-8	465,19	114,21	37,22	27,72	6	3,0	2,0	1,60	0,775	15,36	10,24	101,19	102,49	33,60	62,20	8,55	15,0	ok
PC.E-2	283,61	117,76	39,94	32,75	5	3,0	2,0	1,25	0,717	6,25	6,25	91,10	94,87	47,63	95,20	13,09	15,0	ok

Keterangan Tabel 8.1 :

- (2) N.k renc akibat beban kerja  
(3),(4) M.kx dan M.ky diambil yang terbesar antara (akibat beban kerja + gempa ) dan :  
M.k > 0,1 . N.k . h  
(5) V.k akibat beban kerja + gempa  
(6) Jumlah Tiang Pancang [ N ]  
(7) Jumlah Baris [ m ]  
(8) Jumlah Tiang dalam satu baris [ n ]  
(10) Effisiensi =  $1 - \phi . [(n - 1) . m + (m - 1) . n] : (90 . m . n)$   
di mana  $\phi = \text{arc.tg} (D : S.ada)$   
(13) P.max 1 (satu) tiang dalam kelompok  
 $P.max = [(N.k/N) + (M.kx . Y/\text{sig.} Y^2) + (M.ky . X/\text{sig.} X^2)]$   
(14) P.ijin = P . Eff (P diambil yang terkecil dari : )  
\* P.ijin tiang pancang = 163,08 ton  
\* P.ijin tanah = 132,24 ton menentukan

- (15) Ky = Ho : (Cr . D)  
di mana :

$$\begin{aligned} Ho &= V.k : (N . D) \\ Cr &= 0,5 . Cu \\ Cu &= 0,11 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

- (16) Kx = diperoleh dari grafik PPUSBBSTBG'83 dengan e/D = 0  
(17) Muo = Kx . Cr . D<sup>3</sup>

Catatan : Jika P.max < P.ijin .... ok!  
Mo < M.ijin = 15 t.m .... ok!

# PERENCANAAN PONDASI

## WIKA PILE CLASSIFICATION

No	Pile Diameter (mm)	Pile Length (m)	Class	SPC WIRE		Area of Steel (cm <sup>2</sup> )	Area of Concrete (cm <sup>2</sup> )	Section Modulus (cm <sup>3</sup> )	Effective Prestress (Kg/cm <sup>2</sup> )	Allowable Axial Load (t)	Bending Moment	
				Ø (mm)	Numb						Crack (t.m)	Ult (t.m)
1	350	70	A1	7	8	3.08	615.75	3711.17	46.74	92.15	3.50	5.25
			A3	7	12	4.62	615.75	3734.91	66.67	88.89	4.20	6.30
			B	7	16	6.16	615.75	3758.65	84.46	85.97	5.00	9.00
			C	9	12	7.63	615.75	3781.43	100.95	83.26	6.00	12.00
2	400	75	A2	7	12	4.62	765.77	5405.79	55.25	112.87	5.50	8.25
			A3	7	16	6.16	765.77	5432.93	70.73	109.71	6.50	9.75
			B	9	12	7.63	765.77	5458.95	80.16	107.79	7.50	13.50
				7	20	7.70	765.77	5460.06	84.84	106.83	7.50	13.50
			C	9	16	10.18	765.77	5503.81	105.53	102.62	9.00	18.00
3	450	80	A1	7	12	4.62	929.91	7499.79	46.49	139.23	7.50	11.25
			A2	7	16	6.16	929.91	7532.03	59.97	135.90	8.50	12.75
			A3	9	12	7.63	929.91	7562.96	67.46	134.04	10.00	15.00
				7	20	7.70	929.91	7564.27	72.49	132.79	10.00	15.00
			B	7	24	9.24	929.91	7596.51	84.08	129.92	11.00	19.80
			C	9	20	12.72	929.91	7669.56	108.62	123.85	12.50	25.00
4	500	90	A1	7	16	6.16	1159.25	10362.44	49.45	172.66	10.50	15.75
			A2	7	20	7.70	1159.25	10399.83	60.19	169.34	12.50	18.75
				9	12	7.63	1159.25	10398.31	56.02	170.63	12.50	18.75
			A3	7	24	9.24	1159.25	10437.22	70.32	166.21	14.00	21.00
			B	7	28	10.78	1159.25	10474.61	80.48	163.08	15.00	27.00
			C	9	24	15.27	1159.25	10583.74	104.56	155.64	17.00	34.00
5	600	100	A1	7	20	7.70	1570.80	17255.62	46.00	235.40	17.00	25.50
			A2	7	24	9.24	1570.80	17303.38	54.13	232.00	19.00	28.50
			A3	9	20	12.72	1570.80	17411.58	66.82	226.69	22.00	33.00
				7	32	12.32	1570.80	17398.90	69.38	225.62	22.00	33.00
			B	9	24	15.27	1570.80	17490.53	80.13	221.12	25.00	45.00
			C	9	32	20.36	1570.80	17648.44	102.89	211.60	29.00	58.00

Notes :

Piles generally comply to JIS A 5335 - 1987 and modified to suit ACI 543 - 1979 & P.B.I 71.

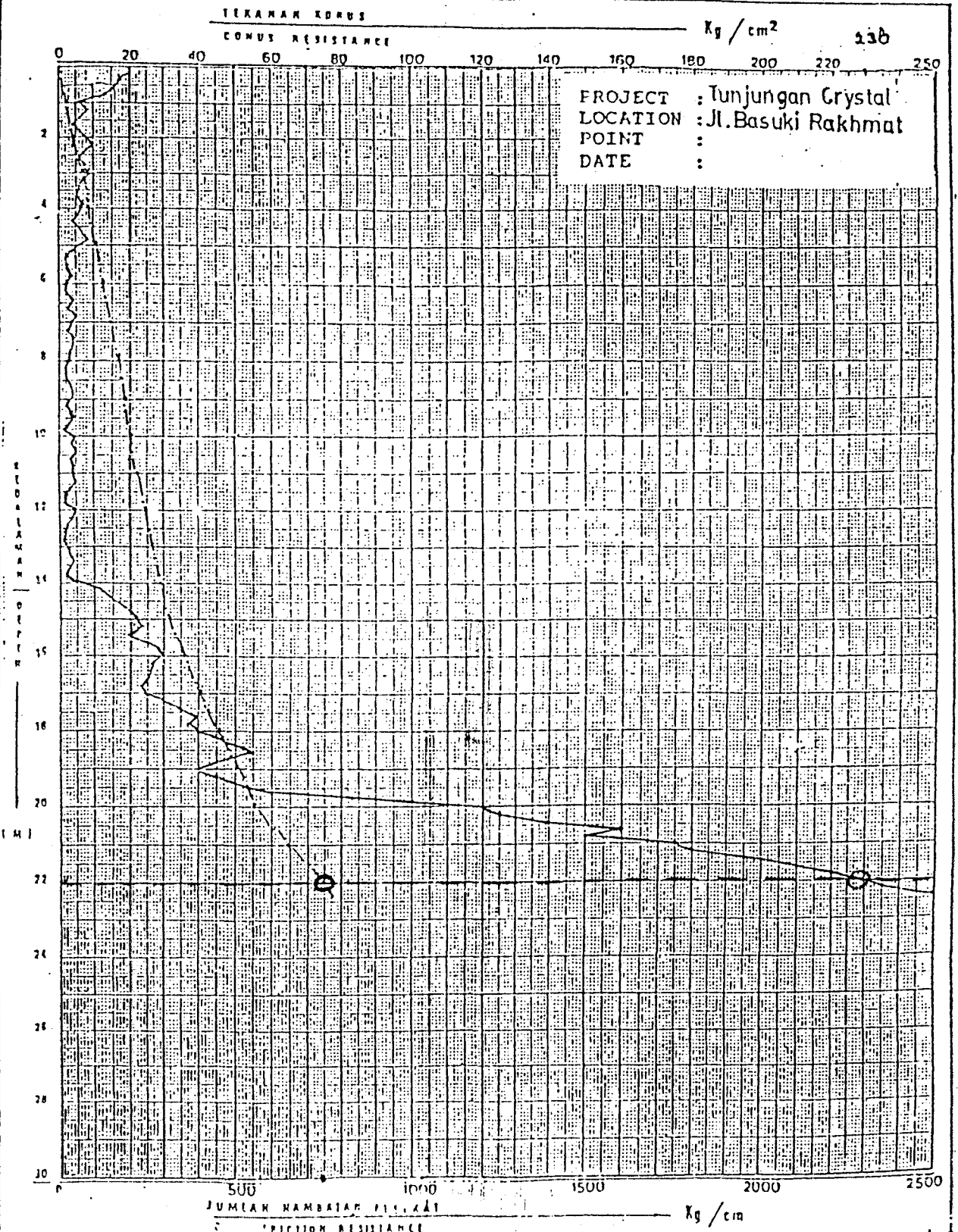
Specified Concrete cube Compressive strength is 600 Kg/cm<sup>2</sup> at 28 days.

Allowable axial load is applicable to pile acting as a short strut.



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA  
FAK. TEK. SIPIL & PERENCANAAN - JURUSAN TEK. SIPIL  
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH  
Kampus ITS, Reputih Sukolilo ± 596094 Surabaya

DUTCH CONE  
PENETROMETER TEST



### VIII.3 PERENCANAAN POER (*PILE CAP*)

Poer direncanakan terhadap gaya geser pons pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

#### VIII.3.1 PERHITUNGAN GESER PONS PADA POER

Dalam merencanakan tebal poer, harus mencukupi untuk panjang penyaluran angker dari dasar kolom. Selain itu poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi.. Perencanaan geser pons pada poer ini didasarkan pada ketentuan SK. SNI 3.4.11 - 2.1

#### Contoh Perhitungan 8.3 :

Sebagai contoh perhitungan geser pons pada poer PC. I-2 :

Panjang penyaluran  $L_d$  diambil yang menentukan diantara berikut ini :

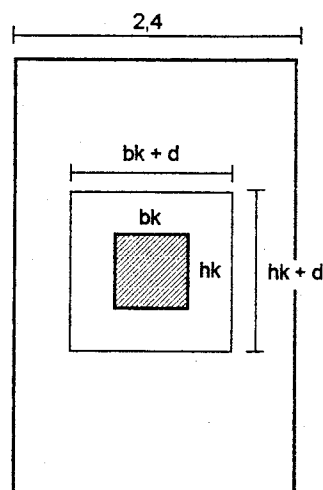
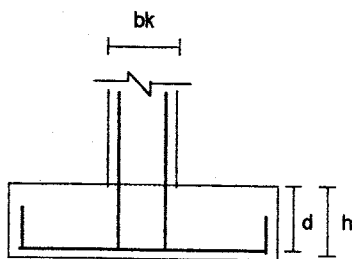
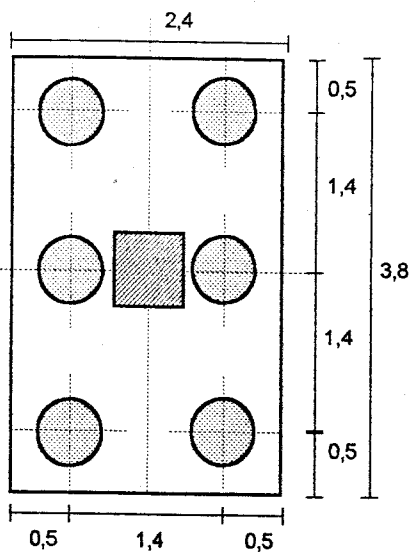
$$\begin{aligned} L_d &= \frac{0,02 \cdot A_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c'}} \\ &= \frac{0,02 \cdot 0,25 \pi \cdot 19^2 \cdot 320}{\sqrt{30}} \\ &= 331,3 \text{ mm} = 33,13 \text{ cm} \end{aligned}$$

tetapi tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned} L_d &= 0,06 \cdot d_b \cdot f_y \\ &= 0,06 \cdot 19 \cdot 320 = 364,8 \text{ mm} = 36,48 \text{ cm. (menentukan)} \end{aligned}$$

Dengan mempertimbangkan kekuatan dan keamanan konstruksi, maka direncanakan dimensi poer PC. I-2 sebagai berikut :

- Tebal = 80 cm.
- Panjang = 380 cm.
- Lebar = 240 cm.



- Mutu beton ( $f_c'$ ) = 30 MPa
- diameter tulangan utama = D.25 ,  $f_y$  = 320 MPa
- tebal poer ( $h$ ) = 800 cm ,  $d_c$  = 7 cm
- tinggi eff ( $d$ ) =  $800 - 70 - 1,5 \times 25 = 692,5$  mm

$$\begin{aligned}
 V_c &= \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.4.11 - 2.1} \\
 &= \left(1 + \frac{2}{1}\right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 5970 \cdot 692,5 \\
 &= 11322041,45 \text{ N}
 \end{aligned}$$

tetapi tidak boleh lebih dari :

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \quad \text{atau} \quad \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \leq 2 \\
 &= \frac{1}{3} \cdot \sqrt{30} \cdot 5970 \cdot 692,5 \\
 &= 7548027,6 \text{ N}
 \end{aligned}$$

di mana :

- $\phi$  = 0,6
- $\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) = 3 > 2$  ..... pakai batas  $\phi \cdot V_c$
- $\beta_c$  = rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom  
= 1 (kolom bujur sangkar)
- $b_o$  = keliling dari penampang kritis pada poer  
=  $2 \cdot (b_k + h_k + 2d)$   
=  $2 \cdot (800 + 800 + (2 \cdot 692,5)) = 5970 \text{ mm}$

Jadi  $V_c$  yang menentukan adalah 7548027,6 N.

$$\begin{aligned}\phi.V_c &= 0,6 \cdot 7548027,6 \\ &= 4528816,56 \text{ N.}\end{aligned}$$

$$V_{u.k} = 158870 \text{ N} < \phi.V_c = 4528816,56 \text{ N}$$

( pasang tulangan geser min yang diambil dari tulangan lentur ).

### VIII.3.2 PENULANGAN LENTUR POER

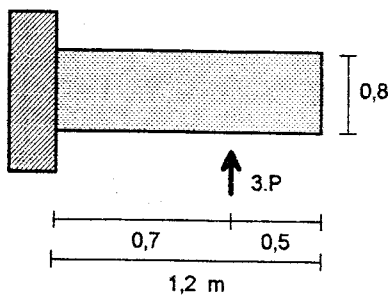
Gaya yang terjadi pada poer adalah gaya terpusat yang ditimbulkan oleh tiang pancang dan berat sendiri poer. Gaya-gaya tersebut bekerja pada jarak antar sisi luar kolom sampai titik pusat tiang pancang dengan perletakan sisi luar kolom yang dianggap sebagai perletakan jepit.

Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu biasa.

#### Contoh Perhitungan 8.4 :

Diambil poer PC. I-2 sebagai lanjutan contoh sebelumnya di mana :

##### Penulangan arah - Y :



- Berat sendiri pile cap :

$$Q = 0,8 \times 3,8 \times 2,4 = 7,296 \text{ t/m}^2$$

- Gaya terpusat 1 (satu) tiang pancang :

$$P = 97,97 \text{ ton.}$$

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} M_{u,y} &= 3 P \cdot L - \frac{1}{2} \cdot Q_y L^2 \\ &= (3 \cdot 97,97 \cdot 0,7) - \left( \frac{1}{2} \cdot 7,296 \cdot 1,2^2 \right) \\ &= 200,484 \text{ t.m} = 2,00484 \text{ E9 N.mm.} \end{aligned}$$



$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{2,00484 \text{ E9}}{0,8 \cdot 2400 \cdot 692,5^2}$$

$$= 2,177 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f_c'}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \cdot 30}{320} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2,177}{0,85 \cdot 30}} \right]$$

$$= 0,00712 > \rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,004378$$

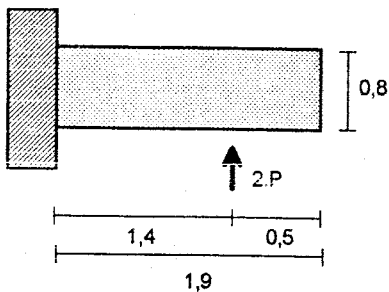
$$A_s = 0,00712 \cdot 240 \cdot 69,25 = 118,38 \text{ cm}^2$$

Tulangan tarik terpasang : 25.D25 (  $A_s = 122,72 \text{ cm}^2$  )

$$A_s' = 0,5 \cdot A_s = 0,5 \cdot 118,38 = 59,19 \text{ cm}^2$$

Tulangan tekan terpasang : 13.D25 (  $A_s = 63,81 \text{ cm}^2$  )

### Penulangan arah - X :



- Berat sendiri pile cap :

$$Q_x = 0,8 \cdot 2,4 \cdot 2,4 = 4,608 \text{ t/m}^2$$

- Gaya terpusat 1 (satu) tiang pancang :

$$P = 97,97 \text{ ton.}$$

Momen yang bekerja :

$$M_{u,x} = 2 P \cdot L - \frac{1}{2} \cdot Q_x L^2$$

$$\begin{aligned} M_{u,x} &= (2 \cdot 97,97 \cdot 1,4) - \left(\frac{1}{2} \cdot 4,608 \cdot 1,9^2\right) \\ &= 265,998 \text{ t.m} = 2,65998 \text{ E9 N.mm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{2,65998 \text{ E9}}{0,8 \cdot 3800 \cdot 692,5^2} \\ &= 1,825 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f_c'}} \right] \\ &= \frac{0,85 \cdot 30}{320} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,825}{0,85 \cdot 30}} \right] \\ &= 0,00592 > \rho_{\min} = 0,004378 \end{aligned}$$

$$A_s = 0,00592 \cdot 380 \cdot 69,25 = 155,84 \text{ cm}^2$$

*Tulangan tarik terpasang* : 32.D25 ( $A_s = 157,08 \text{ cm}^2$ )

$$A_s' = 0,5 \cdot A_s = 0,5 \cdot 157,08 = 77,92 \text{ cm}^2$$

*Tulangan tekan terpasang* : 16.D25 ( $A_s = 78,54 \text{ cm}^2$ )

**TABEL 8.2 : PENULANGAN LENTUR POER ARAH-X dan ARAH-Y**

$f_c' = 30 \text{ MPa}$   
 $f_y = 320 \text{ MPa}$   
 $h = 800 \text{ mm}$   
 $d' = 107,5 \text{ mm} = 70 + (1,5 \times 25)$   
 $d = 692,5 \text{ mm} = h - d'$

$\beta_1 = 0,85 \quad (\text{SK SNI. 3.3.2 - 7.3})$   
 $\phi = 0,8$   
 $\rho_{\max} = 0,033 = 0,75 \cdot \rho_b$   
 $\rho_{\min} = 0,004 = 1,4 / f_y$

PONDASI	DAERAH	P.max 1 tiang dlm kelompok	Mu (kN.m)	Mn (kN.m)	b (m)	Mn.l (kN.m)	Rn (MPa)	$\rho$	$\rho_{\text{pakai}}$	TARIK			TEKAN		
										As perlu (cm <sup>2</sup> )	PAKAI	As ada (cm <sup>2</sup> )	As perlu (cm <sup>2</sup> )	PAKAI	As ada (cm <sup>2</sup> )
PC.I-1	Sb. X	79,43	1882,85	2353,56	3,50	1410	1,402	0,005	0,005	109,30	23 D.25	112,90	54,65	12 D.25	58,90
	Sb. Y	79,43	1882,85	2353,56	3,50	1410	1,402	0,005	0,005	109,30	23 D.25	112,90	54,65	12 D.25	58,90
PC.I-2	Sb. X	97,97	2659,99	3324,98	3,80	1530	1,825	0,006	0,006	155,84	32 D.25	157,08	77,92	16 D.25	78,54
	Sb. Y	97,97	2004,84	2506,05	2,40	967	2,177	0,007	0,007	118,38	25 D.25	122,72	59,19	13 D.25	63,81
PC.I-5	Sb. X	86,52	5105,10	6381,38	6,00	2416	2,218	0,007	0,007	301,72	62 D.25	304,34	150,86	31 D.25	152,17
	Sb. Y	86,52	3068,10	3835,13	3,50	1410	2,285	0,007	0,007	181,61	37 D.25	181,62	90,80	19 D.25	93,27
PC.I-8	Sb. X	101,19	3128,01	3910,01	4,20	1691	1,941	0,006	0,006	183,73	38 D.25	186,53	91,87	19 D.25	93,27
	Sb. Y	101,19	2360,42	2950,52	2,60	1047	2,366	0,008	0,008	139,98	29 D.25	142,35	69,99	15 D.25	73,63
PC.E-2	Sb. X	91,10	2174,60	2718,25	3,50	1410	1,620	0,005	0,005	126,83	26 D.25	127,63	63,42	13 D.25	63,81
	Sb. Y	91,10	2174,60	2718,25	3,50	1410	1,620	0,005	0,005	126,83	26 D.25	127,63	63,42	13 D.25	63,81

Keterangan Tabel 8.2 :

(3) P.max 1 (satu) tiang dalam kelompok

(4) Momen akibat P.tiang dan berat poer

(5)  $M_n = M_u : \phi$

(6) b = Lebar poer setiap sisi

C =  $0,75 \cdot (600 / (600 + f_y)) \cdot d$

a =  $\beta_1 \cdot C$

Cc =  $0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b$

(7)  $M_{n1} = Cc \cdot (d - a/2)$

(8)  $R_n = M_n : (b \cdot d^2)$

(9)  $\rho = 0,85 \cdot (f_c' : f_y) \cdot [1 - (1 - (2,353 \cdot R_n : f_c'))^2]$

(10)  $\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$

(11) As =  $\rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d$

(12) As' = As . 0,5

### VIII.4 PERENCANAAN SLOOF ( TIE BEAM )

Sloof atau tie beam menerima beban pelat basement di atasnya, berat dinding basement/tembok, berat sendiri sloof, dan beban aksial tekan atau tarik (arah ke bawah). Disamping itu, sloof juga menerima beban akibat uplift air pada pelat basement (arah keatas).

Gaya aksial yang bekerja diambil sebesar 10% dari beban aksial kolom yang terjadi pada kondisi pembebanan gempa ( Buku PPSBBSTBUG'83 - 6.9.2 ).

Penentuan dimensi sloof dilakukan dengan memperhitungkan syarat bahwa tegangan tarik yang terjadi tidak boleh melampaui tegangan tarik ijin beton (  $f_{ct}$  ).

Pada perencanaan sloof ini, penulis mengambil ukuran sloof berdasarkan gaya normal kolom terbesar ( kolom I - 5 ...  $Nu.k = 684,38 \text{ ton}$  ). Sloof direncanakan berukuran 40 x 60 cm untuk semua sloof.

Chek terhadap tegangan tarik ijin beton (  $f_{ct}$  ) :

$$f_{ct} = f_r = 0,7 \sqrt{f_{c'}} \quad \dots\dots\dots \text{SK SNI. 3.2.5 - 3}$$

$$= 0,7 \cdot \sqrt{30} = 3,834 \text{ MPa}$$

$$f_r \text{ yang terjadi} = \frac{Nu.k}{\phi \cdot b \cdot h} \leq f_{ct}$$

$$= \frac{0,1 \cdot 6,8438 \text{ E6}}{0,8 \cdot 400 \cdot 600}$$

$$= 3,564 \text{ MPa} \leq f_{ct} \quad (Ok!)$$

### VII.4.1 PENULANGAN LENTUR SLOOF

Penulangan lentur sloof didasarkan pada kedua kondisi pembebanan ( dari atas dan dari bawah ) sehingga penulangannya juga berdasarkan kedua kondisi diatas seperti pada penulangan balok induk terhadap momen berbalik arah.

Data-data perencanaan sloof :

- ukuran sloof                    = 40 x 60 cm
- mutu beton (  $f_c'$  )        = 30 MPa
- mutu tulangan (  $f_y$  )       = 320 MPa
- decking    (  $d_c$  )        = 50 mm ..... SK SNI. 3.16.7 - 1
- tulangan utama                = D.25
- sengkang                        = D.10
- tinggi efektif (  $d$  )        = 60 - 5 - 1 - 1,25  
= 52,75 cm

Beban yang diterima sloof :

- 10 % . Nu.k                    = 0,1 . 684380 kg  
= 68438 kg
- berat sendiri sloof            = 0,4 . 0,6 . 2400  
= 576 kg/m'

$$\begin{aligned}
 \text{- beban mati pelat basement} &= \frac{1}{2} \cdot q \cdot l_x \left( 1 - \frac{1}{3} \left[ \frac{l_x}{l_y} \right]^2 \right) \\
 &= \left( \frac{1}{2} \cdot 590 \cdot 4,5 \cdot \left( 1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{4,5}{8,0} \right)^2 \right) + \\
 &\quad \left( \frac{1}{2} \cdot 590 \cdot 4,5 \cdot \left( 1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{7,0}{8,0} \right)^2 \right) \\
 &= 2725,5 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{- beban hidup pelat basement} &= \left( \frac{1}{2} \cdot 800 \cdot 4,5 \cdot \left( 1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{4,5}{8,0} \right)^2 \right) + \\
 &\quad \left( \frac{1}{2} \cdot 800 \cdot 7,0 \cdot \left( 1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{7,0}{8,0} \right)^2 \right) \\
 &= 3695,6 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{- beban hidup uplift pelat} &= \left( \frac{1}{2} \cdot 3600 \cdot 4,5 \cdot \left( 1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{4,5}{8,0} \right)^2 \right) + \\
 &\quad \left( \frac{1}{2} \cdot 3600 \cdot 4,5 \cdot \left( 1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{7,0}{8,0} \right)^2 \right) \\
 &= 16630,1 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 qu.1 &= 1,2 \cdot (576 + 2725,5) + 1,6 \cdot 3695,6 \\
 &= 9874,76 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 qu.2 &= 1,2 \cdot (576 + 2725,5) - 1,6 \cdot 16630,1 \\
 &= -22646,36 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

Momen maksimum yang terjadi :

$$\begin{aligned}
 Mu &= \frac{1}{12} \cdot qu \cdot L^2 \\
 &= \frac{1}{12} \cdot 22646,36 \cdot 8,0^2 = 120780,59 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Penulangan Sloof terhadap aksil tekan :

$$K = \frac{N_u.k}{f_c' \cdot A_g}$$

$$= \frac{68438}{(30 \cdot 400 \cdot 600)} = 0,0095$$

$$\frac{K.E}{H} = \frac{M_u}{(f_c' \cdot A_g \cdot h)}$$

$$= \frac{12078059}{(30 \cdot 400 \cdot 600 \cdot 600)} = 0,0028$$

Dari diagram interaksi M - N non dimensi (two faces) dengan  $\rho = 0,01$ , jadi luas tulangan yang diperlukan adalah :

$$A_s = \rho \cdot A_g$$

$$= 0,01 \cdot 400 \cdot 600 = 2400 \text{ mm}^2.$$

Jadi dipasang tulangan : 7 . D25 (  $A_s = 2748,9 \text{ mm}^2$  )

## VIII..4.2 PENULANGAN GESER

Penulangan geser untuk sloof tepi yang berhubungan dengan dinding basement, harus diperhitungkan pengaruh torsi akibat tekanan tanah kesamping pada dinding basement sebesar momen tumpuan bawah pelat dinding basement dikalikan setengah panjang teoritis sloof.

Contoh Pemulangan Geser :

$$q_u = 22646,36 \text{ kg/m'}$$

$$V_u = 22646,36 \cdot \frac{8,0}{2} = 90585,44 \text{ kg.}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \left( 1 + \frac{N u \cdot k}{(14 \cdot A_g)} \right) \cdot \left( \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \cdot b \cdot d \right) \\ &= \left( 1 + \frac{68438}{(14 \cdot 400 \cdot 600)} \right) \cdot \left( \frac{\sqrt{30}}{6} \cdot 400 \cdot 527,5 \right) = 196539,05 \text{ kg.} \end{aligned}$$

$$\phi \cdot V_c = 0,6 \cdot 196539,05$$

$$= 117923,43 \text{ kg} > V_u = 90585,44 \text{ kg.}$$

Jadi dipasang tulangan geser praktis, yaitu dipakai sengkang D10 ( $A_v = 157,08 \text{ mm}^2$ )

$$\begin{aligned} S &= \frac{3 \cdot A_v \cdot f_y}{b} \\ &= \frac{3 \cdot 157,08 \cdot 320}{400} = 377 \text{ mm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak sengkang maksimum} &= \frac{d}{2} \\ &= \frac{527,5}{2} = 263,75 \text{ mm.} \end{aligned}$$

Jadi dipakai tulangan geser D.10 - 25 cm.



# BAB IX

## KESIMPULAN

Setelah selesai mengerjakan tugas akhir ini , maka jika dilakukan perbandingan antara perencanaan memakai metode Daktilitas Terbatas dan metode Daktilitas Penuh untuk gedung yang sama , yaitu : Gedung ADISTANA TOWER - A , maka kami berkesimpulan :

1. Di dalam perencanaan dengan cara daktilitas terbatas maupun daktilitas penuh struktur diproporsikan berdasarkan suatu persyaratan khusus yang memungkinkan struktur memberikan respon inelastis terhadap beban siklis yang bekerja tanpa mengalami keruntuhan getas. Namun pada daktilitas penuh mekanisme sendi plastis harus dikendalikan/dipaksakan pada tempat-tempat yang diinginkan.

2. *Tulangan lentur balok* yang lebih efisien dalam menggunakan tulangan adalah metode Daktilitas Penuh. Ini disebabkan karena :

a. Daktilitas terbatas faktor jenis struktur  $(K) = 2$

Diambil contoh balok As.5 E-I

- tumpuan ( tarik ) = 8 D-25 ( $A_s = 3695 \text{ mm}^2$ )

( tekan ) = 4 D-25 ( $A_s' = 1964 \text{ mm}^2$ )

- Lapangan ( tarik ) = 5 D-25 (As = 2454 mm<sup>2</sup>)

( tekan ) = 3 D-25 (As' = 1473 mm<sup>2</sup>)

b. Daktilitas penuh faktor jenis struktur (K) = 1

- tumpuan ( tarik ) = 7 D-25 (As = 3436 mm<sup>2</sup>)

( tekan ) = 4 D-25 (As' = 1964 mm<sup>2</sup>)

- Lapangan ( tarik ) = 5 D-25 (As = 2454 mm<sup>2</sup>)

( tekan ) = 3 D-25 (As' = 1473 mm<sup>2</sup>)

Mu. = 1,05 ( MD + MLr + K.ME ) ..... SK. SNI 3.2.2

3. Pada tulangan geser balok yang lebih efisien dalam menggunakan tulangan adalah metode Daktilitas Terbatas pada daerah tumpuan dan pada daerah lapangan relatif sama, karena pada :

a. Daktilitas Terbatas pada tumpuan kuat geser beton 0,5.Vc, pada daerah

lapangan Vc diperhitungkan. .... SK.SNI 3.14.9-10.1

Spasi maksimum begel pada tumpuan ..... SK.SNI 3.14.9-3.3b

dan pada daerah lapangan ..... SK.SNI 3.4.5 - 4

Diambil contoh balok As.5 E-I:

- Pada daerah tumpuan dipasang : D.12 - 120 mm

- Pada daerah lapangan dipasang : D.12 - 150 mm.

b. Daktilitas Penuh pada daerah sendi plastis kuat geser beton Vc = 0, pada

daerah lapangan Vc diperhitungkan. .... SK.SNI 3.14.7-2.1

Spasi maksimum begel pada sendi plastis ..... SK.SNI 3.14.3-3.2

dan pada daerah lapangan ..... SK.SNI 3.4.5 - 4

Diambil contoh balok As.5 E-I:

- Pada daerah tumpuan dipasang : D.12 - 50 mm

- Pada daerah lapangan dipasang : D.12 - 100 mm.

4. Penulangan lentur kolom yang lebih efisien dalam penggunaan tulangnya adalah metode Daktilitas Terbatas. karena dalam perhitungan tulangan lentur kolom pada metode Daktilitas Terbatas gaya gempanya hanya dikalikan dengan 2. Beda dengan metode Daktilitas Penuh dimana batasan gaya gempa maksimumnya dikalikan dengan 4. :

$M_{\text{uniaxial}} (\text{daktilitas terbatas}) < M_{\text{uniaxial}} (\text{daktilitas penuh})$

$N_{\text{uk}} (\text{daktilitas terbatas}) < N_{\text{uk}} (\text{daktilitas penuh})$

Dimana di dalam perencanaan lentur digunakan eksentrisitas minimum =  $0,1 \cdot h$

Diambil contoh kolom As. I-1 lantai 2 dan 3 :

- Daktilitas terbatas = 20.D-19 ( $A_s = 4225 \text{ mm}^2$ )

- Daktilitas penuh = 28.D-25 ( $A_s = 12675 \text{ mm}^2$ )

5. Pada tulangan geser kolom yang lebih efisien dalam menggunakan tulangan adalah metode Daktilitas Terbatas, karena :

- a. Daktilitas Terbatas pada daerah ujung kolom kuat geser beton  $0,5 \cdot V_c$ , pada daerah lapangan  $V_c$  diperhitungkan. .... SK.SNI 3.14.9-10.1

Spasi maksimum begel daerah ujung kolom ..... SK.SNI 3.14.9-3.3b

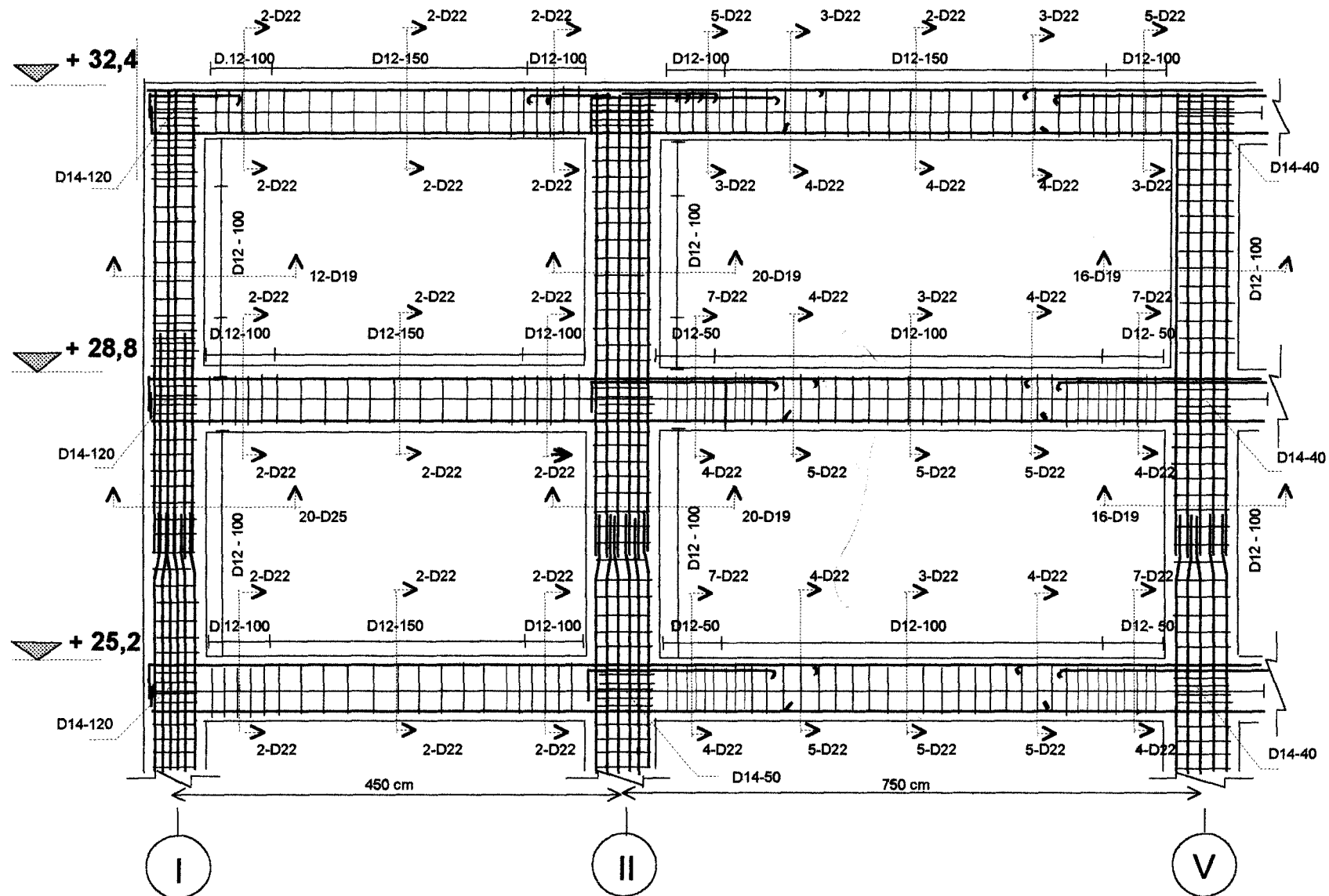
dan pada daerah lapangan sesuai ..... SK.SNI 3.4.5 - 4

- b. Daktilitas Penuh pada daerah ujung bawah lantai dasar kuat geser beton diambil ( $V_c = 0$ ) sepanjang  $l_o$  , sedang pada seluruh kolom  $V_c$  diperhitungkan (SK.SNI 3.14.7 - 2.1). dan spasi maksimum begel ..... SK.SNI 3.14.4-4.2

6. Pada Beam Column Joint yang lebih sedikit menggunakan tulangan adalah metode Daktilitas Terbatas. Karena dalam perhitungan tulangan beam column joint pada metode Daktilitas Terbatas tidak ditekankan secara khusus perhitungannya , dalam hal ini SKSNI cukup memberikan batasan jarak tulangan geser minimum pada daerah beam column jointnya.

7. Dalam perencanaan jumlah pondasi pada struktur gedung ini baik metode Daktilitas Terbatas maupun Daktilitas Penuh sama karena beban maksimum ijin digunakan tanah dan beban yang diterima tiang adalah beban grafitasi. Sedangkan kontrol terhadap tiang pancang terhadap gaya lateral digunakan beban ultimate.

Jika dilihat secara keseluruhan , maka metode Daktilitas Terbatas lebih efisien dalam penggunaan jumlah tulangan. Selain itu metode ini tidak memerlukan perhitungan dan pendetailan tulangan yang rumit.



**PENULANGAN PORTAL I-I**  
DAKTILITAS PENUH

